

EFEITOS DINÂMICOS INDUZIDOS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO DE ALTA VELOCIDADE NUM VIADUTO COM TABULEIRO PRÉ- FABRICADO

PEDRO FILIPE MASCARENHAS JORGE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Coorientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais
e irmão

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho não teria sido possível sem o apoio de várias pessoas a quem gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos:

- Ao Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado, por ter possibilitado a oportunidade de realizar esta dissertação e por se revelar um exemplo de sabedoria e dedicação no desempenho da sua carreira académica e profissional.
- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada, pelo apoio e atenção prestado de forma incansável, pela confiança demonstrada e pelos conhecimentos transmitidos no decorrer dos trabalhos. Ainda um agradecimento pela sua motivação para o tema da ferrovia e da alta velocidade.
- Ao Engenheiro Sérgio Neves, não só por ser um dos autores do VSI, mas também por todos os ensinamentos transmitidos, pelo tempo despendido com o desenvolvimento dos modelos e com o cálculo das próprias análises. Ainda um agradecimento especial pela amizade prestada acima de tudo e pelos métodos de trabalho instruídos e os conhecimentos transferidos dos programas de cálculo utilizados, nomeadamente o ANSYS e MATLAB.
- Às Engenheiras Andreia Meixedo e Cristiana Bonifácio, pelo tempo disponibilizado para esclarecer qualquer dúvida relacionada com os modelos do viaduto e do comboio que serviram de base ao trabalho desenvolvido e também pela amizade transmitida e a ajuda prestada na elaboração da dissertação.
- Ao grupo de investigação de alta velocidade do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, em especial aos Engenheiros Pedro Montenegro, pelo apoio prestado na parte das análises com o VSI, pela revisão da tese e pelo material disponibilizado para executar os cálculos e Joel Malveiro, pelo tempo disponibilizado para o esclarecimento de qualquer dúvida no modelo do viaduto de Alverca e ainda sobre a parte experimental e de calibração do modelo numérico do mesmo. Deixo também um agradecimento especial aos restantes elementos do grupo, pelo acolhimento e amizade mostrada.
- Um agradecimento especial ao professor Edgar Ferreira pela revisão da tese e pela amizade demonstrada.
- A todos os meus amigos, que ao longo do tempo estiveram presentes e me apoiaram e motivaram para nunca desistir e lutar pelos meus objetivos. Em especial fica o agradecimento às pessoas que fizeram com que este tempo em que estive longe de casa fosse uma experiência bastante positiva e contribuisse para o meu crescimento pessoal.
- À minha família, em especial aos meus pais e irmão, que são os responsáveis pelo meu crescimento e educação e fizeram todos os possíveis para que seguisse os meus objetivos e concluísse o curso. É graças a eles também que tive a possibilidade de vir terminar os estudos nesta instituição que muito respeito e à qual estou grato.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo principal o estudo dos efeitos dinâmicos induzidos por um comboio de alta velocidade no viaduto de Alverca, por intermédio de análises com interação entre o veículo e a estrutura. Prende-se também a comparação de duas metodologias de análise considerando interação, uma recorrendo ao método da sobreposição modal e outra o método da integração direta.

A investigação teve como foco o viaduto Flyover de Alverca, localizado no troço ferroviário da linha do norte que liga Lisboa ao Porto. Este apresenta uma tipologia pré-fabricada, com vãos simplesmente apoiados que totalizam um comprimento de 1091 m e cujos tramos variam entre 16,5 e 21 m. Por outro lado, o veículo escolhido para as análises com interação foi o comboio articulado francês *Train à Grande Vitesse* (TGV Duplo). Ambos os modelos foram desenvolvidos no seguimento de estudos anteriores, sendo no presente trabalho efetuadas algumas alterações necessárias à sua aplicação nos cálculos dinâmicos. Importa também referir que o estudo do viaduto teve também em consideração campanhas experimentais, nomeadamente o ensaio de vibração ambiental que serviu não só para calibrar o modelo numérico, como também para avaliar o amortecimento dos principais modos de vibração da estrutura.

As alterações efetuadas nos modelos incluíram a substituição de elementos que serão descontinuados em versões futuras do ANSYS e algumas adaptações nos modelos a requisitos do programa de análise dinâmica VSI. São exemplos destas alterações, o acréscimo de carril antes e depois do viaduto, necessário à circulação do TGV, ou a remoção dos apoios do modelo do comboio, visto ser necessário aplicar velocidades nos graus de liberdade respetivos. Os modelos necessitaram também a troca dos eixos globais, sendo considerado o eixo vertical Z, o eixo transversal Y e o eixo longitudinal X nas análises dinâmicas.

Durante as análises dinâmicas constatou-se a importância da correta modelação das propriedades físicas e mecânicas de ambos os sistemas e parâmetros intervenientes na análise. Destacam-se propriedades como inércias de torção do comboio, o amortecimento considerado na ponte, o número de modos de vibração considerados, a velocidade a que o veículo transita e a consideração de irregularidades. Relativamente ao amortecimento considerado na ponte, foi feita uma análise de sensibilidade aos modos que afetam mais a resposta, de modo a ajustar o mais corretamente possível a curva de amortecimento de Rayleigh.

A avaliação do comportamento dinâmico do viaduto de Alverca à passagem do TGV Duplo resultou da comparação entre os resultados obtidos pelo método da sobreposição modal e o método de integração direta aplicado ao viaduto. Avaliou-se a resposta em termos de acelerações máximas absolutas e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade ressonante. Avaliaram-se ainda acelerações na base do assento e nos passageiros modelados através de um sistema massa-mola.

PALAVRAS-CHAVE: pontes, alta velocidade ferroviária, interação ponte-comboio, efeitos dinâmicos globais e locais, tabuleiros pré-fabricados.

ABSTRACT

The present essay connotes an endeavour to study the dynamic effects caused by a high speed train on the Alverca viaduct through analysis with interaction between the vehicle and the structure. It is also intended to compare two separate analysis methodologies that consider interaction to study the viaduct's response: one resorting to the modal overlay method and the other resorting to the direct integration method.

This research focuses on the viaduct of Alverca, located on the railway section of the northern line that links Lisbon to Porto. This viaduct has a premade typology, with simply supported spans stretching for 1091m that vary between 16,5 and 21 m. The vehicle chosen for the analysis with interaction was the French articulated train *Train à Grande Vitesse* (Double TGV). In what concerns the models, they were developed considering previous research and the necessary changes have been made so they can be applied to the calculations. It is also important to mention that experimental campaigns were also taken into consideration in the viaduct's study, namely the environmental vibration trial, that aimed both to calibrate the numerical model and to evaluate the structure's main vibration mode's damping.

Changes made to the models essentially consist of replacing elements that will be discontinued of ANSYS and adapting the models to the requisites of the VSI dynamic analysis program. The last of the aforementioned changes is based on the bridge model with an added of rail, necessary to the TGV's circulation, before and after the viaduct as well as in alterations to the train's model such as the removal of the longitudinal support, to which constant speeds/velocities are applied. It was also necessary to alter the model's axis, ergo, the vertical axis became Z, the transversal axis became Y and the longitudinal axis became X in the dynamic analyses.

During the course of the dynamic analyses the importance of the appropriate modelling of the physical and mechanical properties of both systems as well as of the parameters which affect the analysis was made evident. One should highlight properties like the torsion inertias of the train, the damping on the bridge, the number of vibration modes taken into consideration, the speed at which the vehicle circulates and the irregularity consideration. Regarding the damping on the bridge, a sensitivity analysis was performed on the modes that more significantly affect the response so as to more correctly adjust the possible Rayleigh's damping curve.

The evaluation of Alverca viaduct's dynamic behavior's response to the Double TGV's circulation results from the comparison between the modal superposition method and the direct integration method, from the evaluation of maximum absolute accelerations and from maximum absolute displacements based on the resonating speeds. Evaluations of accelerations on the seat and on the passengers, modeled according to a mass-spring-damper system, were also performed.

KEYWORDS: bridges, high speed railway, bridge-train interaction, global and local dynamic effects, premade slabs.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos	i
Resumo.....	iii
Abstract	v
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Soluções estruturais para pontes em linhas de alta velocidade	5
1.2.1 Apresentação de algumas soluções estruturais.....	5
1.2.2 A pré-fabricação em pontes e viadutos em linhas de alta velocidade.....	12
1.3 Objetivos e Conteúdos	14
2 Fundamentos teóricos e regulamentares	17
2.1 Introdução	17
2.2 Efeitos Estáticos	18
2.2.1 Modelos de Cargas Verticais	18
2.2.1.1 Modelo de Carga LM71	18
2.2.1.2 Modelo de Carga SW/0 e SW/2.....	19
2.2.1.3 Modelo de Carga “unloaded train”	20
2.2.1.4 Distribuição das cargas pelos carris, travessas e balastro.....	20
2.2.2 Efeitos dinâmicos em análises estáticas	22
2.3 Efeitos Dinâmicos	25
2.3.1 Necessidade de realizar uma análise dinâmica.....	27
2.3.2 Modelos de carga para comboios reais	28
2.3.3 Assinatura do Comboio (Train Signature)	30
2.3.4 Modelo de Carga HSLM.....	32
2.3.5 Modelo de carga HSLM – A	32
2.3.5.1 Modelo de carga HSLM – B	34
2.3.5.2 Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B	34
2.3.6 Parâmetros a utilizar no cálculo dinâmico da estrutura	35
2.3.6.1 Gama de Velocidades.....	35
2.3.6.2 Parâmetros relativos à ponte	36
2.4 Verificações de segurança.....	40
2.4.1 Critério relativo à segurança estrutural (ELU).....	40
2.4.2 Critério relativo à estabilidade da via.....	41

2.4.3	Conforto dos passageiros	46
3	Análise dinâmica do sistema ponte-comboio	49
3.1	Introdução	49
3.2	Análise dinâmica de estruturas	50
3.2.1	Formulação da equação de equilíbrio dinâmico	50
3.2.2	Amortecimento	51
3.2.3	Método da sobreposição modal	54
3.2.4	Integração direta pelo método de Newmark.....	56
3.3	Análise dinâmica do sistema comboio-ponte	58
3.3.1	Metodologia de cargas móveis	58
3.3.2	Análise dinâmica considerando a interação ponte-comboio.....	59
3.3.2.1	Método iterativo	61
3.3.2.2	Método direto	64
3.4	Métodos de interação ponte-comboio utilizados.....	66
4	Modelação numérica do Viaduto de Alverca	69
4.1	Introdução	69
4.2	Caracterização	70
4.2.1	Propriedades geométricas da estrutura e via	76
4.2.1.1	Viga Caixaõ	76
4.2.1.2	Balastro	76
4.2.1.3	Travessas	77
4.2.1.4	Palmilhas	77
4.2.1.5	Carris	78
4.2.1.6	Apoios.....	78
4.2.2	Propriedades mecânicas da estrutura e via	79
4.3	Modelação do Viaduto	83
4.3.1	Modelo numérico A.....	83
4.3.1.1	Viga caixaõ.....	84
4.3.1.2	Balastro	85
4.3.1.3	Palmilhas, travessas e carris.....	85
4.3.1.4	Zonas de ligação	86
4.3.1.5	Apoios.....	87
4.3.1.6	Elementos não estruturais	87

4.3.2	Modelo numérico B.....	87
4.3.3	Modelo numérico C.....	89
4.4	Ensaio de vibração ambiental	94
4.4.1	Fase 1 - Identificação dos parâmetros modais globais da estrutura	94
4.4.2	Fase 2 - Identificação dos parâmetros modais locais da estrutura.....	97
4.4.3	Modos finais do modelo C.....	100
5	Modelação numérico do comboio TGV.....	101
5.1	Introdução	101
5.2	TGV (Train à Grande Vitesse)	102
5.2.1	Caracterização.....	102
5.2.2	Modelação numérica inicial do TGV duplo	103
5.2.3	Modelação numérica do TGV simples utilizado no VSI.....	107
5.2.4	Análise Modal.....	110
5.2.4.1	Modos de vibração globais.....	110
5.2.4.2	Modos de vibração locais.....	112
6	Análise dinâmica do viaduto de Alverca sob ação de tráfego ferroviário.....	117
6.1	Introdução	117
6.2	Influência do amortecimento.....	117
6.3	Validação numérica do modelo do viaduto e do TGV.....	125
6.4	Resposta dinâmica do viaduto de Alverca	128
6.5	Resposta dinâmica do comboio	134
6.6	Interação veículo-estrutura.....	137
6.7	Análise comparativa dos métodos de interação veículo-estrutura	138
7	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	145
7.1.	Conclusões gerais	145
7.2.	Desenvolvimentos Futuros.....	146
	Bibliografia	149
	ANEXO A1	1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Comparação das emissões de dióxido de carbono entre os diversos meios de transporte [2]	2
Figura 1.2 – Comparação entre o comprimento ocupado por uma estrada de 5 vias com o comprimento ocupado por uma infraestrutura ferroviária de duas vias [2].....	2
Figura 1.3 – Dados referentes ao ruído proveniente de uma linha ferroviária em comparação com os oriundos de uma estrada [2]	3
Figura 1.4 – Linhas ferroviárias de alta velocidade em funcionamento e projetadas no ano 2012 [3]...	3
Figura 1.5 – Mapa europeu das linhas ferroviárias [5]	4
Figura 1.6 – a) Viaduto inserido na LAV Hanover-Würzburg [6] b) Viaduto inserido na LAV Taipei – Kaohsiung [7].....	6
Figura 1.7 – a) Duplo viaduto de Avignon França [6] b) Viaduto inserido na linha de alta velocidade Mocejón - Toledo [7]	6
Figura 1.8 – Viaduto inserido nas linhas de alta velocidade Espanholas [8].....	7
Figura 1.9 – Ponte em arco sobre o rio Contreras na LAV Madrid - Valência [9]	7
Figura 1.10 – Viaduto de Drome pertencente à linha TGV Mediterranean [6]	8
Figura 1.11 – a) Viaduto Garde-Adhémar na linha TGV Méditerranée [6] b) Viaduto de l'Arc da linha TGV Méditerranée [10]	9
Figura 1.12 – Ponte em treliças tipo “Warren” sobre o rio Nantenbach [12]	9
Figura 1.13 – Ponte metálica em arco <i>Bowstring</i> sobre o rio Trent, Grã-Bretanha [13]	10
Figura 1.14 – Ponte Osera de Ebro na LAV Madrid-Zaragoza [6] a) Vista lateral b) Vista interior	11
Figura 1.15 – Ponte sobre o rio Po inserida na LAV Milão – Bolonha [15]	11
Figura 1.16 – a) Viaduto pertencente ao lote 18 da linha LAV Est – Européenne [6] b) Colocação das aduelas pré-fabricadas no viaduto des Angles bridges [18]	13
Figura 2.1 – Fenómeno de Ressonância [23]	17
Figura 2.2 – Modelo de Carga LM71 [24].....	18
Figura 2.3 – Modelo de Cargas SW/0 e SW/2 [24].....	19
Figura 2.4 – Redução da aceleração máxima vertical para larguras de distribuição da carga pontual entre 2,5 e 3,0 m (adaptado de [27]).....	20
Figura 2.5 – Distribuição longitudinal de uma carga pelo carril [24]	21
Figura 2.6 – Distribuição longitudinal da carga pela travessa e balastro (adaptado de [24]).....	21
Figura 2.7 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via [24]: a) sem sobrelevação e b) com sobrelevação	22
Figura 2.8 – Limite superior (1) e inferior (2) da frequência natural <i>n₀</i> da ponte para aplicabilidade de <i>φ</i> , em função do vão <i>L</i> [24]	24

Figura 2.9 – Comparação das envolventes regulamentares (produto do deslocamento estático por $1 + \varphi$) com análises dinâmicas para os comboios ICE2 e TGV Duplo [27].....	26
Figura 2.10 – Fluxograma de determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte (adaptado de [24])	27
Figura 2.11 – Comboio Convencional a circular na Rede Europeia de Alta Velocidade [29].....	28
Figura 2.12 – Comboio Articulado a percorrer a Rede Europeia de Alta Velocidade [29].....	29
Figura 2.13 – Comboio Regular a circular na Rede Europeia de Alta Velocidade [29]	29
Figura 2.14 – Espectro do comboio para os “sub-comboios” (incluindo o comboio inteiro) [27].....	30
Figura 2.15 – Assinatura dos comboios a circular na Rede Ferroviária Europeia de Alta velocidade [30]	31
Figura 2.16 – Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de [24])	32
Figura 2.17 – Comparação da assinatura dinâmica dos diferentes comboios que circulam na rede europeia com a envolvente do modelo de cargas HSLM-A [30].....	33
Figura 2.18 – Modelo de cargas HSLM-B [24]	34
Figura 2.19 – Determinação do número de cargas pontuais N e do afastamento uniforme d entre cargas [24]	34
Figura 2.20 – Evolução do coeficiente de amortecimento do betão em função da tensão (adaptado de [27]).....	37
Figura 2.21 – Valores dos coeficientes de amortecimento em relação ao vão do tabuleiro [30]	38
Figura 2.22 – Amortecimento Adicional ($\Delta\xi$) em função do vão da ponte (adaptado de [24])	39
Figura 2.23 – Definição do empenamento t do tabuleiro [32]	42
Figura 2.24 – Deslocamento lateral do tabuleiro [32]	42
Figura 2.25 – Esquema de acelerações verticais máximas num tabuleiro [32]	43
Figura 2.26 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) [30].....	44
Figura 2.27 – Função de transferência do balastro, de acordo com a frequência de excitação (f) e a aceleração (a) (adaptado de [30])	45
Figura 2.28 – Deflexão vertical máxima em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade [25]	47
Figura 3.1 – Amortecimento proporcional à massa.....	52
Figura 3.2 – Amortecimento proporcional à rigidez	53
Figura 3.3 – Evolução do coeficiente de amortecimento em relação à frequência angular	54
Figura 3.4 – Variação da força nodal no nó k devida à passagem de uma carga rolante admitindo uma função de forma linear (adaptado de [21]).....	59
Figura 3.5 – Movimento de uma massa ao longo de uma estrutura (adaptado de [40]).....	60

Figura 3.6 – Modelo de comboio para análises com interação ponte-comboio (adaptado de [41]) ...	61
Figura 3.7 – Subsistemas independentes: estrutura e veículo (adaptado de [43]).	62
Figura 3.8 – Conceito de par de contacto [45]	64
Figura 3.9 – Elemento de contacto ponto-linha: a) Forças b) Deslocamentos na interface de contacto [45]	65
Figura 4.1 – Localização do Flyover de Alverca	70
Figura 4.2 – Alçados dos viadutos em rampa: (a) Sul e (b) Norte do Flyover de Alverca (Relação das escalas vertical/horizontal=3/1).....	71
Figura 4.3 – Fotografia aérea da zona porticada de cruzamento de vias-férreas [20]	72
Figura 4.4 – Fotografia da zona porticada de cruzamento de vias-férreas (sentido Norte-Sul) [20] ...	72
Figura 4.5 – Secção transversal do viaduto na zona dos apoios	73
Figura 4.6 – Localização transversal da armadura de pré-esforço no tramo de 21 m.....	73
Figura 4.7 – Corte transversal do apoio de neoprene cintado.....	74
Figura 4.8 – Localização dos apoios Tipo F e Tipo T (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1)	75
Figura 4.9 – Apoio de neoprene cintado Tipo F	75
Figura 4.10 – Apoio de neoprene cintado Tipo T	75
Figura 4.11 – Espessuras (mm) da viga pré-fabricada, da laje betonada <i>in situ</i> e dos guarda-balastro, adotadas no modelo numérico	76
Figura 4.12 – Dimensões e posicionamento do balastro	77
Figura 4.13 – Geometria das travessas modeladas [21]	77
Figura 4.14 – Comportamento da palmilha do modelo com material isotrópico (a) e ortotrópico (b) [20]	78
Figura 4.15 – Fotografia da via-férrea [21]	78
Figura 4.16 – Fotografia do apoio não fixo tipo T	79
Figura 4.17 – Evolução do erro das frequências ao longo do processo de calibração [20]	81
Figura 4.18 – Modelo numérico A desenvolvido por Fernandes [20].....	83
Figura 4.19 – Malha de elementos finitos da viga caixão do vão de 16,5 m	84
Figura 4.20 – Estrutura do balastro modelado	85
Figura 4.21 – Modelação das travessas, palmilhas e carris	85
Figura 4.22 – Excentricidade atribuída ao carril [20]	86
Figura 4.23 – Modelação das zonas de ligação aplicando elementos MPC184.....	86
Figura 4.24 – Modelação dos aparelhos de apoio	87
Figura 4.25 – Comparação entre os dois tipos de malha de elementos finitos.....	88
Figura 4.26 – Comparação entre a geometria do balastro considerada nos modelos A e B.....	89

Figura 4.27 – Modelo numérico tridimensional final do viaduto de Alverca.....	89
Figura 4.28 – Vista frontal do tabuleiro do viaduto	90
Figura 4.29 – Modelação do balastro e travessas.....	91
Figura 4.30 – Modelação das palmilhas e carril.....	92
Figura 4.31 – Discretização da malha da viga pré-fabricada.....	92
Figura 4.32 – Modelação do comprimento de carril adicional	93
Figura 4.33 – Pormenor dos três tramos a instrumentar [52]	94
Figura 4.34 – Pontos de medição da Fase 1: a) Planta dos três tramos, b) Corte transversal do viaduto [52]	95
Figura 4.35 – Modos de vibração globais: a) experimentais, b) modelo numérico B após calibração [52]	97
Figura 4.36 – Pontos de medição da Fase 2 do ensaio de vibração ambiental [52].....	98
Figura 4.37 – Modos de vibração locais: a) experimentais, b) numéricos após calibração [52]	99
Figura 5.1 – Comboio TGV Duplo [56]	102
Figura 5.2 – Esquema de cargas por eixo de um dos dois veículos do TGV Duplo	103
Figura 5.3 – Modelação 2D do TGV (adaptado de [58]).....	104
Figura 5.4 – Pormenor do sistema assento/passageiro na carruagem de transição	107
Figura 5.5 – Pormenor do Modelo do TGV em AutoCAD.....	108
Figura 5.6 – Pormenor do <i>bogie</i>	109
Figura 5.7 – Pormenor das <i>Constrain Equations</i> na carruagem de transição	110
Figura 5.8 – Modos de vibração da parte articulada do comboio	111
Figura 5.9 – Modos de vibração da locomotiva	112
Figura 5.10 – Modos de vibração das suspensões secundárias dos <i>bogies</i> da parte articulada do comboio.....	113
Figura 5.11 – Modos de vibração do <i>bogie</i> extremo da carruagem de transição	113
Figura 5.12 – Modo de vibração dos <i>bogies</i> da carruagem de transição e da locomotiva.....	114
Figura 5.13 – Modos de vibração dos <i>bogies</i> da locomotiva	114
Figura 5.14 – Modo de vibração do sistema passageiro/assento nas carruagens articuladas centrais	115
Figura 6.1 – Coeficientes de Amortecimento atribuídos modo a modo [22]	118
Figura 6.2 – Acelerações no tramo de 16.5 m para os 8 primeiros modos	119
Figura 6.3 – Acelerações no tramo de 21 m para os 8 primeiros modos	120
Figura 6.4 – Amortecimentos até aos 30 Hz e curvas de amortecimento de Rayleigh	121
Figura 6.5 – Deslocamentos no vão de 21 m para as curvas de Rayleigh.....	122

Figura 6.6 – Curva de Rayleigh 4 com amortecimentos até 60 Hz.....	123
Figura 6.7 – Deslocamentos verticais obtidas com Curva de Rayleigh 4	124
Figura 6.8 – Aceleração verticais obtidas com Curva de Rayleigh 4	124
Figura 6.9 – Planta com a indicação dos pontos de controlo das análises dinâmicas	125
Figura 6.10 – Deslocamentos no tramo de 21 m obtidos pela análise 1 e análise 3	127
Figura 6.11 – Acelerações no tramo de 21 m obtidos pela análise 1 e análise 3	127
Figura 6.12 – Deslocamentos verticais máximos para o vão de 21 m	129
Figura 6.13 – Deslocamentos verticais máximos para o vão de 16,5 m	129
Figura 6.14 – Deslocamentos verticais máximos para os vãos de 16,5 m e para a velocidade de 430 km/h	131
Figura 6.15 – Deslocamentos verticais máximos para os vãos de 21 m e para a velocidade de 430 km/h	132
Figura 6.16 – Esquema TGV – Passageiro	134
Figura 6.17 – Determinação da amplitude das irregularidades por intermédio de uma interpolação cúbica [42]	134
Figura 6.18 – Perfis das irregularidades da via para ambos os carris do viaduto de Alverca	135
Figura 6.19 – Acelerações verticais no assento com e sem irregularidades na via	136
Figura 6.20 – Acelerações verticais no passageiro com e sem irregularidades na via.....	136
Figura 6.21 – Forças de contacto na primeira roda a entrar no viaduto com e sem irregularidades na via	137
Figura 6.22 – Forças de contacto na última roda a entrar no viaduto com e sem irregularidades na via	137
Figura 6.23 – Deslocamentos verticais no vão de 21 m para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades	138
Figura 6.24 – Acelerações verticais no vão de 21 m para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades	139
Figura 6.25 – Acelerações verticais na caixa de baixo do assento para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades	140
Figura 6.26 – Acelerações verticais no passageiro para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades	140
Figura 6.27 – Acelerações verticais no passageiro instantes após entrar no viaduto sem considerar irregularidades	141
Figura 6.28 – Deslocamentos verticais no vão de 21 m para VSI e o TBI considerando irregularidades	142
Figura 6.29 – Acelerações verticais no vão de 21 m para VSI e o TBI considerando irregularidades.	142

Figura 6.30 – Acelerações verticais na caixa de baixo do assento para o VSI e o TBI considerando irregularidades 143

Figura 6.30 – Acelerações verticais no passageiro para o VSI e o TBI considerando irregularidades 143

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores característicos para as cargas verticais dos modelos SW/0 e SW/2	19
Quadro 2.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus (adaptado de [21])	30
Quadro 2.3 – Características do modelo HSLM-A [24].....	33
Quadro 2.4 – Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de [24])	35
Quadro 2.5 – Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento.....	38
Quadro 2.6 – Valores máximos admissíveis do empenamento do tabuleiro (t) (adaptado de [25]) ...	42
Quadro 2.7 – Limites da variação angular e raios mínimos de curvatura (adaptado de [25])	43
Quadro 2.8 – Aceleração vertical limite no tabuleiro da estrutura (adaptado de [25])	43
Quadro 2.9 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura (adaptado de [25])	46
Quadro 2.10 – Níveis de conforto recomendados (adaptado de [25])	46
Quadro 3.1 – Esquema da metodologia numérica que considera interação ponte-comboio (adaptado de [28]).	63
Quadro 4.1 – Número e localização longitudinal dos cordões de armadura de pré-esforço [20].....	74
Quadro 4.2 – Propriedades do carril UIC60	78
Quadro 4.3 – Módulo de distorção do neopreno (G), rigidez vertical (kv) e rigidez horizontal (kh) [21]	79
Quadro 4.4 – Propriedades iniciais dos materiais do tabuleiro, apoios e da via	80
Quadro 4.5 – Valores dos parâmetros calibrados [20]	81
Quadro 4.6 – Propriedades da estrutura obtidas por Horas após calibração (adaptado de [21])	82
Quadro 4.7 – Tipo de elementos utilizados	84
Quadro 4.8 – Comparação entre as características do modelo numérico A e B	88
Quadro 4.9 – Substituição de elementos no modelo do viaduto a aplicar no VSI.....	90
Quadro 4.10 – Variação do número de graus de liberdade nos vários modelos do Viaduto	93
Quadro 4.11 – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração globais	96
Quadro 4.12 – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais	98
Quadro 4.13 – Comparação entre frequências naturais dos vários modos de vibração.....	100
Quadro 5.1 – Propriedades atribuídas às locomotivas	104
Quadro 5.2 – Propriedades atribuídas às carruagens de transição	105
Quadro 5.3 – Propriedades atribuídas às carruagens de passageiros	105
Quadro 5.4 – Propriedades dos amortecedores do sistema de ligação longitudinal das carruagens	105
Quadro 5.5 – Tipo de elementos utilizados	106

Quadro 5.6 – Propriedades referentes ao sistema assento-passageiro	107
Quadro 6.1 – Cálculo dos parâmetros das curvas de amortecimento de Rayleigh	121
Quadro 6.2 – Cálculo dos parâmetros da curva de amortecimento de Rayleigh 4	122
Quadro 6.3 – Incrementos de tempo recomendados.....	125

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Historicamente, o caminho-de-ferro pode ser considerado como o primeiro transporte de mercadorias e pessoas e manteve-se como tal até ao aparecimento do automóvel. Após a Segunda Guerra Mundial, com o preço baixo dos combustíveis fósseis e com evolução do automóvel e qualidade de estradas e autoestradas, o comboio perdeu a sua importância. Um exemplo onde foi seriamente visível este declínio de importância foi nos EUA. Na Europa continuou-se ainda a apostar nas linhas ferroviárias mas estas perderam grande competitividade. O comboio tornou-se competitivo no caso de zonas com grande densidade populacional e onde o custo do petróleo fosse elevado, visto este apresentar um consumo inferior de combustível fóssil por passageiro comparado com automóvel particular ou ainda o transporte aéreo [1].

A problemática exposta anteriormente prolonga-se até aos dias de hoje, sendo contínuo o avanço tecnológico no ramo dos transportes, proveniente de uma procura cada vez mais exigente no que diz respeito a tempos de transporte e ao conforto do utente. Esta temática é observável na cada vez maior e mais vulgar utilização do transporte aéreo na união entre cidades do mesmo país ou entre países ou continentes diferentes. Foi neste contexto que surge o conceito da alta velocidade para o transporte ferroviário.

A primeira linha de alta velocidade foi construída em 1964, no Japão com o nome de Shinkansen, na linha que liga a capital Tóquio e Osaka. Esta linha permitia velocidades que alcançavam os 200 km/h, sendo inaugurada na véspera dos Jogos Olímpicos desse mesmo ano [1].

O transporte ferroviário de alta velocidade apresenta várias vantagens comparativamente com outros meios de transporte existentes atualmente, nomeadamente o automóvel e o avião

O comboio de alta velocidade tem um menor impacto no clima e no meio ambiente comparativamente com outros modos de transporte, nomeadamente em consumos de energia, emissões de gases de efeito de estufa (ver Figura 1.1) e poluição do ar [2].

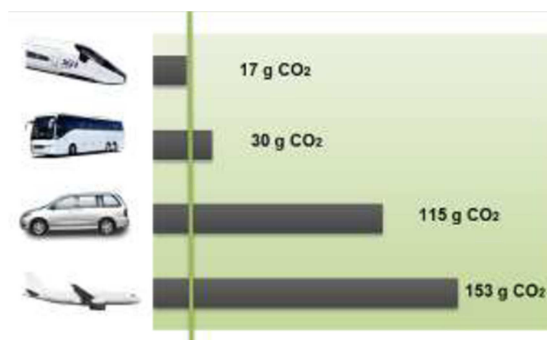


Figura 1.1 – Comparação das emissões de dióxido de carbono entre os diversos meios de transporte [2]

Quando se compara a área ocupada por uma estrada e por uma linha de alta velocidade, percebe-se que a segunda ocupa significativamente menos área de implantação (Figura 1.2).

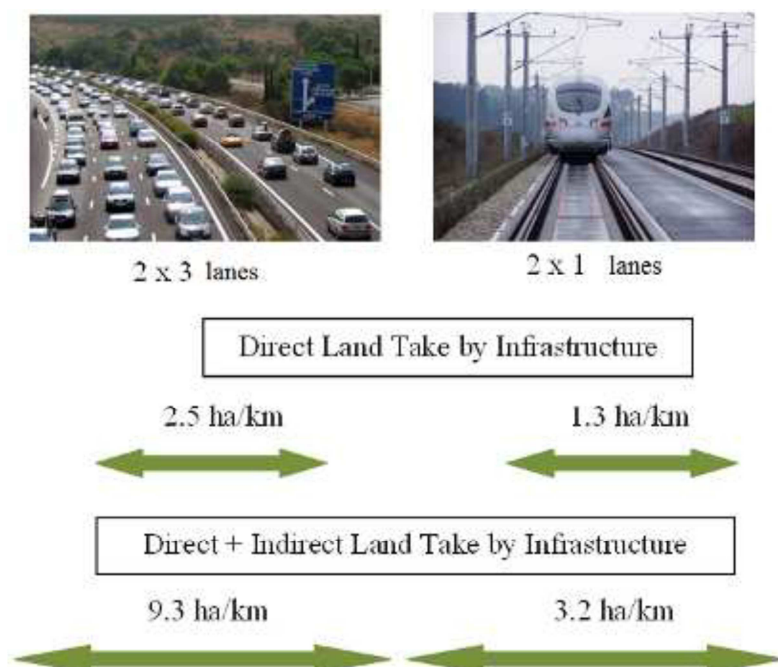


Figura 1.2 – Comparação entre o comprimento ocupado por uma estrada de 5 vias com o comprimento ocupado por uma infraestrutura ferroviária de duas vias [2]

O comboio de alta velocidade é considerado um transporte mais seguro, quando comparado com outros transportes públicos como o autocarro ou o avião. A sua utilização conduz a uma diminuição da necessidade de utilização do automóvel privado, reduzindo o congestionamento de estradas e apresenta grande vantagem para fluxos elevados de população em comparação com o avião, que apresenta uma lotação e horários limitados.

Ainda comparando o comboio de alta velocidade com o automóvel, este apresenta também menores valores de ruído e vibração. Na Figura 1.3 apresentam-se dados publicados pela UIC referentes a registos medidos para ambos os transportes.

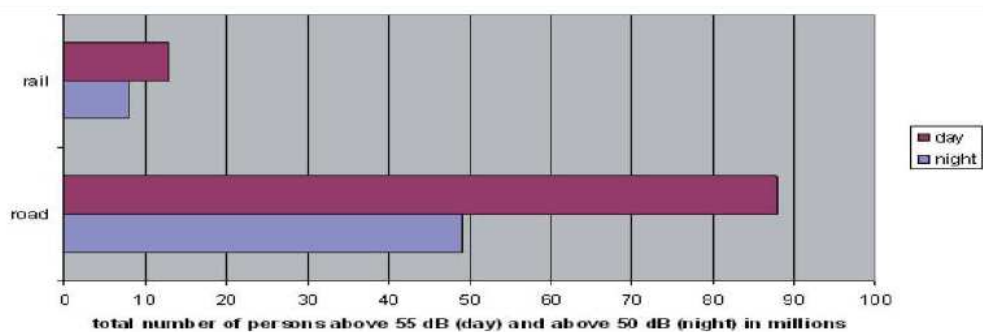


Figura 1.3 – Dados referentes ao ruído proveniente de uma linha ferroviária em comparação com os oriundos de uma estrada [2]

O grande problema com que se tem deparado a implementação de linhas ferroviárias que permitam a circulação a alta velocidade é o grande investimento necessário para a atualização de linhas existentes ou construção de novas linhas, que parte das vezes é pouco competitivo em comparação com o transporte aéreo. Um estudo em 2012, conduzido pela International Union of Railways (UIC), teve em atenção os países em que linhas de alta velocidade já estejam em utilização, os países em que estejam a decorrer a construção ou ampliação e ainda aqueles em que foram elaborados estudos para futuros traçados de alta velocidade. Para as duas primeiras situações é possível ver na Figura 1.4 as localizações dos países em causa. No estudo de 2011 foram assinalados 14 países em todo o mapa com linhas de alta velocidade em funcionamento e ainda 8 países com novos traçados em construção, dos quais apenas 1 país não faz parte dos 14 países que já dispunham de alta velocidade.

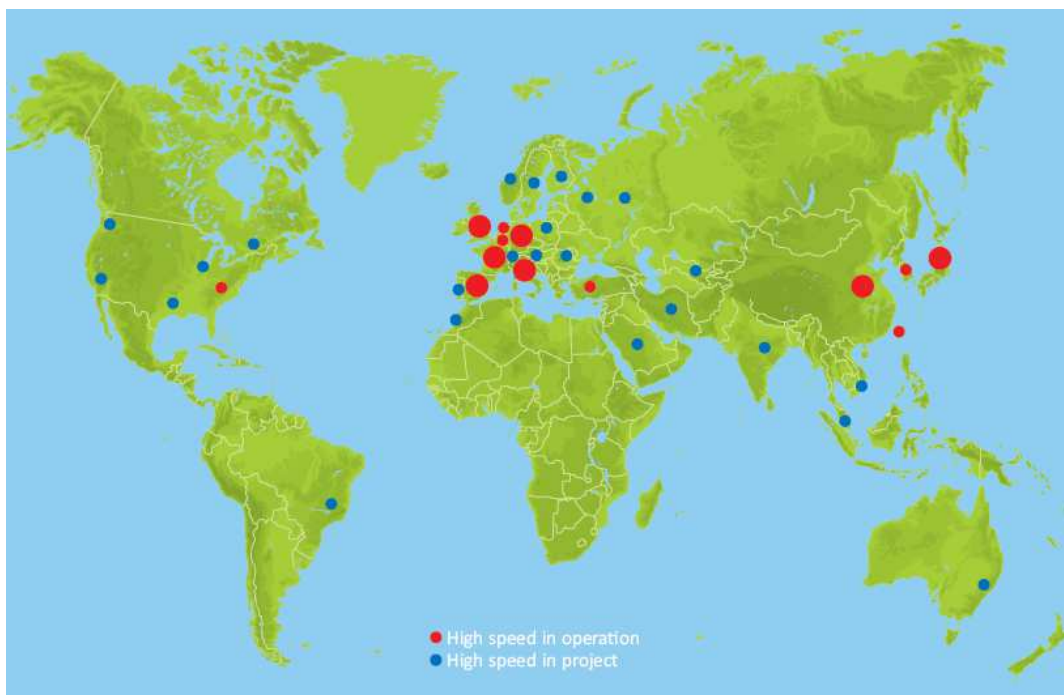


Figura 1.4 – Linhas ferroviárias de alta velocidade em funcionamento e projetadas no ano 2012 [3]

Observando o mapa-mundo, representado na Figura 1.4 com a localização das linhas de velocidade existentes e em projeto no ano de 2012, pode-se concluir que as principais localizações com um maior número de linhas de alta velocidade em funcionamento estão na Europa e na Ásia. Na bibliografia [4] pode encontrar-se informação mais detalhada sobre estudos e sondagens por parte da UIC com os valores tabelados dos quilómetros de linhas de alta velocidade por país, em funcionamento, em construção ou planeados para uma futura construção.

A nível Europeu (Figura 1.5) é observável um esforço muito grande na implementação da alta velocidade tornando-se cada vez mais um meio popular e eficiente de transporte. As primeiras linhas de alta velocidade ferroviária na Europa aparecem pela década de 1980 e 1990 como projeto de infraestrutura nacional, nomeadamente em França pela companhia SNCF que inaugurou a linha de Paris a Lyon, inserida na linha de alta velocidade Sud-Est. Desde essa altura foi crescendo o número de países e a extensão de linhas de alta velocidade por toda a Europa. A União Europeia tem como objetivo desenvolver uma rede transfronteiriça de transporte ferroviário de alta velocidade de modo a conectar importantes pontos e cidades de toda a Europa. A construção de linhas ferroviárias Europeias tem normalmente como base o financiamento pela UE [5].



Figura 1.5 – Mapa europeu das linhas ferroviárias [5]

Devido aos condicionalismos impostos aos traçados das linhas ferroviárias de alta velocidade deu-se o aparecimento de um número muito elevado de obras de arte, como pontes e túneis, muitas delas de elevada extensão, o que envolve um avultado investimento. Esta razão, em conjunto com a situação vivida em Portugal nestes últimos anos, levou a que tenha sido suspenso o projeto do TGV. Com o projeto de alta velocidade previa-se uma redução nos tempos de viagem em cerca de 50% e também a possibilidade de fazer a ligação de vários pontos do País com a linha de alta velocidade espanhola, que

já se encontra ligada com a restante linha europeia. Estavam previstas linhas entre Lisboa-Porto, Lisboa-Madrid, Porto-Vigo, Aveiro-Salamanca e Faro-Huelva. Os primeiros estudos sobre a implementação de linhas de alta velocidade em Portugal datam do início dos anos noventa. Posteriormente, adotou-se uma política de investimento na modernização das atuais linhas férreas o que traz novos desafios ao nível estrutural, visto que as linhas convencionais, para a passagem dos veículos ferroviários a velocidades comuns de circulação, não traduziam efeitos dinâmicos visíveis com a passagem de comboio a alta velocidade. É necessário ter em conta esses efeitos no dimensionamento das estruturas que sustentam a linha, pois traduzem-se num efeito de ressonância com um agravamento da solicitação exercida pelo comboio na Ponte.

Foram então criadas normas Europeias que têm em atenção os efeitos dinâmicos produzidos pela passagem de comboios a altas velocidades e efetuados vários estudos. A execução de novos traçados de alta velocidade como a modernização de linhas existentes necessita ser complementada com ensaios experimentais, tanto na estrutura como nos próprios comboios, para ter em atenção vários parâmetros que influenciam o efeito dinâmico preconizado pela interação do comboio com a ponte. É assim feita uma análise tendo em consideração os estados limites últimos e de serviço e o conforto dos passageiros que nele circulam.

1.2 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA PONTES EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

No decorrer dos anos, com o aumento da rede ferroviária, o homem tem a necessidade de ultrapassar vários obstáculos, como o atravessamento de vales, rios ou o cruzamento com outras vias de comunicação, obrigando à contínua procura por soluções seguras, económicas e que satisfaçam os objetivos da procura.

As tipologias estruturais utilizadas na construção de pontes ou viadutos que suportam linhas de alta velocidade são muitas e podem variar no tipo de material utilizado, a secção escolhida e o processo construtivo. A escolha da solução estrutural a adotar está associada a vários fatores, tais como o desenvolvimento e altura da ponte, os vãos a considerar, o prazo de execução da obra, o valor paisagístico-patrimonial do local onde a obra é implementada.

Uma obra de arte destinada à passagem de comboios de alta velocidade deve considerar também os efeitos relativos à natureza dinâmica e à intensidade das cargas móveis induzidas pela passagem dos comboios de alta velocidade. Destacam-se por exemplo os fenómenos de ressonância e fadiga da estrutura decorrentes da interação entre o veículo e a estrutura e a necessidade de atender ao nível de conforto e a segurança dos passageiros.

Este tópico é muito extenso, o qual teria material suficiente para a redação de uma dissertação. De modo a não estender demasiado este assunto, serão feitas apenas referência a alguns exemplos de pontes e viadutos para tráfego ferroviário de alta velocidade.

1.2.1 APRESENTAÇÃO DE ALGUMAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Uma das primeiras distinções que se pode fazer é relativa ao comportamento estrutural da ponte ou viaduto, podendo esta ser contínua (hiperestática) ou com tramos simplesmente apoiados (isostática). Ambas as soluções apresentam vantagens e desvantagens.

O sistema estrutural isostático apresenta como vantagem o tempo de execução mais baixo comparado com outras soluções. São exemplo o viaduto Pfeffetalbrücke (Figura 1.6 a), localizado na linha de alta velocidade (LAV) que liga Hanover a Würzburg, com um comprimento total de 812 m com tabuleiro constituído por uma viga caixão em betão armado pré-esforçado que vence um vão máximo de 61 m e o viaduto inserido na linha de alta velocidade em Taiwan que liga Taipei – Kaohsiung (Figura 1.6 b), com secção igualmente em viga caixão e vãos que variam entre os 25 e os 35 m. A nível Europeu, países como Espanha, Itália e Alemanha utilizam frequentemente soluções com pontes simplesmente apoiadas.



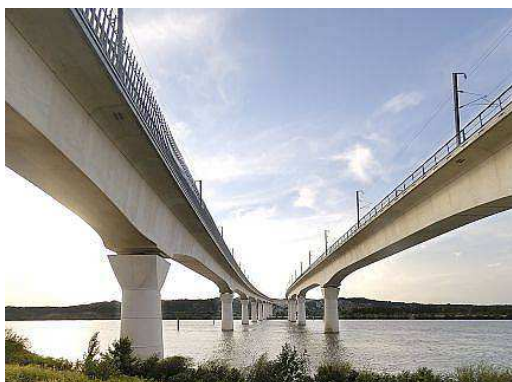
a)



b)

Figura 1.6 – a) Viaduto inserido na LAV Hanover-Würzburg [6]
b) Viaduto inserido na LAV Taipei – Kaohsiung [7]

Uma outra característica da execução de obras de arte recorrendo a sistemas estruturais hiperestáticos é que ela conduz ao aproveitamento de secções e das características dos materiais, obtendo-se estruturas mais esbeltas. Esta solução estrutural é frequentemente utilizada em França, como é o caso do duplo viaduto de Avignon com um comprimento total de 1500 metros, com vãos de cerca de 50 e 100 metros e o tabuleiro em vigas caixão em betão pré-esforçado, construído por aduelas pré-fabricadas. Outro exemplo é o viaduto construído sobre o rio tejo em Espanha, inserido na linha de alta velocidade que faz a união entre Mocejón e Toledo, com secção em viga caixão



a)



b)

Figura 1.7 – a) Duplo viaduto de Avignon França [6]
b) Viaduto inserido na linha de alta velocidade Mocejón - Toledo [7]

Uma solução também utilizada é a solução de ponte vigada, com tramos simplesmente apoiados, como é possível observar na Figura 1.8. A ponte tem um comportamento isostático e pertence à linha de alta velocidade espanhola. Esta é constituída por duas vigas separadas de 6,30 m com tabuleiro de largura total de 14 m e com vãos a rondarem os 30 m.



Figura 1.8 – Viaduto inserido nas linhas de alta velocidade Espanholas [8]

Uma solução correntemente utilizada é a de ponte em arco, como é exemplo a ponte para atravessar o rio Contreras. Esta ponte está inserida na linha de alta velocidade espanhola que une as cidades de Madrid e Valência. O vão vencido pelo arco de tabuleiro superior é de 261 m, tendo a ponte um comprimento total de 587 m. O arco desenvolveu-se a partir de cada margem com recurso a tirantes que o seguravam como consola, sendo feito o fecho do arco de modo a este a ser autoportante.



Figura 1.9 – Ponte em arco sobre o rio Contreras na LAV Madrid - Valência [9]

No que aos materiais diz respeito, já foram apresentadas várias soluções estruturais em betão, mas estas não são as únicas a ser utilizadas. De facto, o betão foi o único material a ser usado em todas as construções de linhas de alta velocidade espanholas até ao ano de 2003, ano em que foi finalizado o

primeiro viaduto que adota uma solução mista aço-betão aproveitando o sucesso e a evolução deste tipo de construção em França.

Em França a utilização de soluções compósitas com os dois materiais é muito corrente. Estas podem assumir diferentes tipologias, como a treliça do tipo *Warren* com um vão superior a 63 m usada na linha *TGV Nord*, os arcos *bowstring* usados na linha *TGV Méditerranée* e os tabuleiros com vigas em aço e laje em betão armado, por norma, usados para os vãos mais pequenos.

Entre os vários tipos de soluções mistas utilizadas atualmente nas linhas de alta velocidade francesas, existe uma que assume principal destaque, designada por *twin girder composite bridge*. Um exemplo desta tipologia é ilustrada na Figura 1.10, onde é possível observar o viaduto Drome em que o tabuleiro é constituído por duas vigas metálicas principais solidarizadas por uma laje em betão armado. Esta solução vence vãos na ordem dos 60 m e tem a particularidade de se fazer a ligação no banzo inferior das vigas de modo a que se tenha um comportamento de secção fechada com um aumento da sua rigidez à torção.



Figura 1.10 – Viaduto de Drome pertencente à linha TGV Mediterranean [6]

Num trabalho de cooperação entre arquitetos e engenheiros, são criadas fabulosas obras de arte tendo em conta a sua inserção no meio ambiente. Sem dúvida, a utilização do arco aplicado às pontes é um dos exemplos onde essa ideia é mais visível. Seguindo a mesma linha do que estava a ser abordado, são apresentadas duas estruturas mistas de betão e aço em que foi aplicado o arco. Como primeiro exemplo tem-se o duplo arco *bowstring* de La Garde Adhémar (Figura 1.11a), situado sobre o canal de Donzère que conjuga dois arcos com 115 m de vão e tramos de aproximação à ponte com 45 m de comprimento, sendo os arcos constituídos por secção em caixão e montados com o recurso a guias. O segundo exemplo, também localizado em França perto de Aix-en-Provence, consiste no “Viaduto dos Arcos” (*l’Arc Viaduc*), constituído por 9 vãos iguais de 44 m e representado na Figura 1.11b. As estruturas treliçadas do tabuleiro foram construídas em fábrica, transportadas em partes e montadas no local com recurso a guias pesadas em apenas uma semana.



a)



b)

Figura 1.11 – a) Viaduto Garde-Adhémar na linha TGV Méditerranée [6]

b) Viaduto de l'Arc da linha TGV Méditerranée [10]

Na rede ferroviária de alta velocidade Alemã registam-se algumas soluções compósitas, tais como: treliças tipo *Warren* ou mais recentemente o arco *bowstring*, incorporado no viaduto Gera. A escassez de soluções mistas nas linhas alemãs deveu-se em grande parte ao critério em vigor na altura que impunha grandes limitações das trações na laje de betão. Este critério foi alterado em 1990 por um critério consistente de abertura de fendas, atualmente também incorporado na regulamentação europeia [11]. Um exemplo de ponte com solução em treliça é a ponte do rio Nantenbach (Figura 1.12) que liga duas linhas de alta velocidade, curvado no plano com um raio de 2650 m e com um comprimento total de 694,5 m. A travessia do rio executada através de uma treliça de aço duplamente composta com uma laje de betão superior e o banzo inferior igualmente de betão, sendo o vão principal de 208 m e os restantes de 82,8 m



Figura 1.12 – Ponte em treliças tipo “Warren” sobre o rio Nantenbach [12]

Menos usual, são as soluções em que o material estrutural é exclusivamente o aço. Um exemplo é a ponte Newark Dyke sobre o rio Trent (Figura 1.13), do tipo arco *bowstring* com um vão total de 77 m e uma largura de 11,25 m. O aço foi escolhido pela equipa de projeto, que teve em atenção a relação aço de alta resistência / peso, a flexibilidade e as qualidades de durabilidade e robustez da solução. O

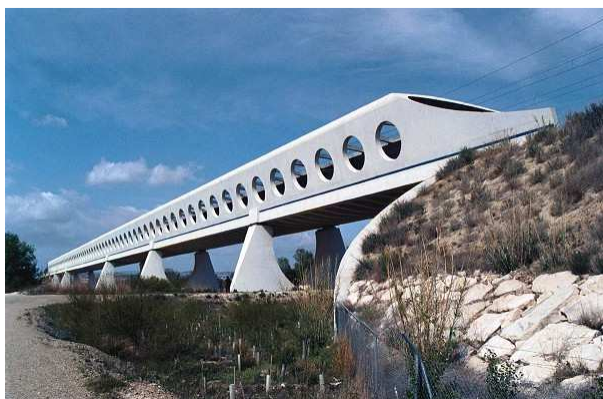
aço foi utilizado não só para a superestrutura, mas também para as subestruturas especiais e os extensos trabalhos temporários, inclusivamente o empilhamento, necessário para as operações de lançamento e deslizamento. O apoio da ponte é feito recorrendo a novas bases laterais, para evitar incertezas relativas à reutilização dos pilares existentes da antiga ponte, visto a nova solução utilizada ser mais pesada e ainda ser necessário ter em consideração os efeitos dinâmicos da passagem dos comboios a alta velocidade. A corda do topo do arco é em secção “H” de modo a oferecer maior inércia na direção transversal.



Figura 1.13 – Ponte metálica em arco *Bowstring* sobre o rio Trent, Grã-Bretanha [13]

Sem dúvida importa aqui abordar também, por apresentarem um comportamento especial, alguns casos de soluções estruturais menos comuns em linhas de alta velocidade. Serão evidenciados dois exemplos: o primeiro, de uma ponte em betão pré esforçado com uma secção muito particular e o segundo, de uma ponte atirantada.

Como primeiro exemplo, a ponte sobre o rio Ebro, Figura 1.14, localizada na linha de alta velocidade Madrid – Zaragoza, sendo considerada como especial, visto apresentar um conceito novo para o betão pré-esforçado, onde este é pensado como o funcionamento de uma estrutura metálica. A secção é em caixão de largura variável, com pré-esforço longitudinal e transversal, sendo o vão principal de 120 m. A cada 6 m existem aberturas circulares nas paredes laterais com 3,8 m de diâmetro. Na parte superior foram incorporadas “costelas” igualmente distanciadas de 6 m. A estrutura apresenta um comportamento mecânico semelhante ao de uma treliça de *Vierendeel*, no entanto, devido à forma variável da sua secção, a sua modelação foi possível recorrendo a modelos de cálculo, baseados nos elementos finitos. Estas variações devem-se não só às aberturas laterais como também às aberturas no topo da secção, que provoca um comportamento assimilado ao de uma viga “U” nas zonas descobertas e um comportamento em secção fechada na zona dos elementos superiores de fecho da secção. O processo construtivo foi o de deslocamentos sucessivos, sendo os incrementos feitos dos dois encontros até se intercetarem ao centro da travessia.



a)



b)

Figura 1.14 – Ponte Osera de Ebro na LAV Madrid-Zaragoza [6]

a) Vista lateral b) Vista interior

O segundo exemplo é o da ponte que atravessa o rio Po, ilustrada na Figura 1.15, inserida num viaduto com 11 km de comprimento, onde esta totaliza um comprimento de 400 m de atravessamento do leito do rio, com o vão central de 192 m e os vãos de aproximação de 104 m. A solução em causa teve em consideração, numa fase de conceção, a navegabilidade do local, a segurança, o impacto ambiental e a sismicidade da zona. O tabuleiro foi construído por avanços sucessivos, com secção em viga caixão contínua de 3 células, com 4,50 m de altura no vão central e 3,70 nos vãos laterais. O comprimento da travessia exigiu o seccionamento do tabuleiro, em que este é fixado numa das torres. O seccionamento obrigou à colocação de duas juntas de expansão do carril para manter as extensões destes dentro dos limites aceitáveis, sendo estes os únicos aparelhos do género em toda a extensão desta linha. As torres de sustentação do tabuleiro encontram-se rodadas 22° com o alinhamento deste e atingem uma altura superior a 71 m a contar da superfície da água. A fundação de cada torre está assente em 28 estacas com 2 m de diâmetro e 65 m de profundidade [14].



Figura 1.15 – Ponte sobre o rio Po inserida na LAV Milão – Bolonha [15]

1.2.2 A PRÉ-FABRICAÇÃO EM PONTES E VIADUTOS EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

Em qualquer projeto de construção, tanto para os casos gerais como o caso das pontes em particular, há que ter em consideração três princípios essenciais definidos desde o tempo dos romanos: segurança (resistência), funcionalidade (condições de serviço) e elegância.

No caso da construção de pontes, existe uma clara relação entre a conceção e a escolha do processo construtivo. A decisão sobre o processo construtivo a utilizar resulta normalmente da consideração ponderada dos seguintes fatores de decisão [16]:

- Custo;
- Existência de pessoal mais ou menos especializado;
- Equipamento necessário à execução da obra;
- Avaliação do risco e segurança;
- Controlo geométrico;
- Controlo de qualidade dos materiais;
- Geotecnia do local e relevo do terreno;
- Força e sentido da corrente no caso de atravessar rios ou ribeiras;
- Diferentes cotas do nível de água, incluindo no caso de cheia;
- Altura da ponte;
- Prazo de construção e inauguração da obra;
- Condições ambientais na zona.

A construção pré-fabricada de betão é impulsionada no período pós-guerra, com a noção de “grande painel” pré-fabricado de betão como resposta técnica e económica à reconstrução da Europa. No entanto, este tipo de solução associou a construção pré-fabricada durante muitos anos à uniformidade, monotonia e rigidez na arquitetura, o que levou a que muitos projetistas ainda a considerem apenas como uma variante técnica das construções moldadas “in situ”.

A utilização de elementos pré-fabricados em betão para a construção de tabuleiros de viadutos e pontes teve início nos anos 30 em alguns dos países industrialmente mais desenvolvidos da época, sendo no entanto, o seu uso confinado a obras de pouca importância e pequeno vão [17].

A construção de pontes, viadutos ou passagens superiores em Portugal com recurso a soluções pré-fabricadas tem sido recebida, até recentemente, com um entusiasmo limitado no meio técnico. Isto deve-se ao referido no parágrafo anterior, estando esta associada a construção barata e isso ser sinónimo de pouca qualidade. Esta tem sido utilizada a nível nacional em viadutos com elevada extensão associada ao carácter repetitivo dos vãos, em situações urbanas, tirando partido das vantagens inerentes à diminuição de meios de escoramento durante a construção e, ainda, em projetos de grande envergadura tirando partido das garantias de qualidade e de prazos de execução associados.

A aplicação de soluções pré-fabricadas em linhas de alta velocidade é bastante comum. São visíveis frequentemente a aplicação de duas tipologias: tabuleiros constituídos por vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado, em forma de I, e para grandes vãos a utilização de aduelas pré-fabricadas em betão armado em forma de caixão, que são posteriormente ligadas através de cabos de pré-esforço. A título representativo, apresenta-se um exemplo para cada uma das soluções anteriores. O primeiro é o caso do viaduto em França na linha LGV Est – Européenne (Figura 1.16a) com via única por tabuleiro, de 7 m de largura, é constituído por 7 vigas com 22,5 m de comprimento e uma altura de 1,35 m, ligadas superiormente por uma laje em betão armado com uma espessura de 25 cm. O segundo exemplo é o viaduto *des Angles bridges*, perto de Avignon, inserido na linha TGV Méditerranée e representado na Figura 1.16b onde se pode observar a colocação das aduelas pré-fabricadas de betão.



Figura 1.16 – a) Viaduto pertencente ao lote 18 da linha LAV Est – Européenne [6]
b) Colocação das aduelas pré-fabricadas no viaduto des Angles bridges [18]

A pré-fabricação é, sem dúvida, um processo cada vez mais utilizado no setor da construção civil devido ao seu potencial para a industrialização do mesmo. No entanto, este processo, como outro qualquer, implica vantagens e desvantagens na sua aplicação. Muitos dos inconvenientes provenientes da aplicação de soluções pré-fabricadas devem-se ao facto de em Portugal ainda se preferir em grande parte dos casos a tecnologia tradicional de construção *in situ*.

As principais vantagens da utilização da pré-fabricação como processo construtivo de pontes e viadutos são apresentadas de seguida [19]:

- Controlo de qualidade de todo o ciclo produtivo, desde as matérias-primas aos ensaios do produto final, uma vez que a produção é efetuada em fábricas especializadas e com pessoal creditado;
- Rapidez de execução das estruturas em obra, fruto da capacidade de armazenamento dos produtos em fábrica e dos elevados ritmos de montagem conseguidos com o planeamento e sistematização das operações a realizar em obra;
- Permite vencer grandes vãos com elementos autoportantes, eliminando a necessidade de tantos pilares e fundações;
- Redução da necessidade de utilizar cimbres e andaimes que, pela cota elevada com que muitas vezes as estruturas são executadas, se tornam impraticáveis em termos económicos;
- Melhores condições de segurança, nomeadamente em termos de: segurança estrutural e a segurança dos operários;
- Maior facilidade de racionalizar os gastos energéticos;
- Possibilidade de ensaiar as peças antes da sua aplicação o que permitirá corrigir eventuais defeitos. Destes são exemplo os ensaios com ultra-sons, ensaios de carga com leitura direta, ou com leitura indireta.
- Redução da probabilidade de acidentes, o que está diretamente relacionada com o número de horas de trabalho em estaleiro e que, no caso do recurso à pré-fabricação, é muito inferior devido ao nível de profissionalismo e à eficácia do equipamento. O uso de equipamentos de transporte, elevação e montagem estritamente adequados a par de um menor recurso a equipamentos e materiais auxiliares, como por exemplo escoramentos e cofragens. A mão-de-obra de montagem utilizada é geralmente mais qualificada, mais eficiente e com outro tipo de comportamento;

- Reaproveitamento em fábrica das cofragens, pelo número elevado de elementos iguais que se fabricam;
- Redução significativa da área de estaleiro necessária;
- Redução de resíduos produzidos e do ruído em obra;
- Redução dos custos de fiscalização e manutenção;
- Redução do tráfego rodoviário em obra através de uma coordenação das entregas;
- Mão-de-obra especializada com cada vez mais experiência adquirida em conjunto com uma crescente qualidade e eficiência no processo construtivo que se apresenta como uma alternativa segura à crescente escassez de mão-de-obra habilitada e experiente presente em obra hoje em dia.

A pré-fabricação apresenta-se, então, como uma solução competitiva, fornecendo maior qualidade, maior durabilidade, maior fiabilidade, maior segurança e possibilita uma gestão mais fácil e eficiente da execução dos trabalhos. Contudo, quando comparada com a produção em obra ainda enfrenta alguns obstáculos que têm vindo a ser considerados por alguns agentes do sector como entraves, mas estes devem ser encarados sobretudo como desafios a ultrapassar. Destacam-se alguns dos principais desafios e barreiras [19]:

- Necessidade de recorrer a elementos de ligação adicionais na maior parte dos casos, como por exemplo o uso de parafusos, cantoneiras ou de pré-esforço de continuidade;
- Necessidade de grande rigor e controlo nas ligações;
- Maior exatidão no estudo do projeto e pormenorização;
- Maior controlo de fabricação, nomeadamente no rigor nas formas, pormenores e armaduras;
- Necessidade de recorrer quase exclusivamente a mão-de-obra especializada.

Existem condições específicas para se assistir ao aumento significativo de utilização da pré-fabricação no sector da construção, nomeadamente com a necessidade de construir um volume elevado de obras em prazos reduzidos. O recurso a estas soluções vem ao encontro da procura por processos de construção mais eficientes e alternativos aos padrões tradicionais da construção. A produção em fábrica proporciona processos de produção mais eficientes e racionais, executados por trabalhadores especializados e um aumento do controle de qualidade.

Em suma, a pré-fabricação oferece, efetivamente, ao sector da construção a possibilidade de se redefinir e afirmar enquanto indústria de produção e representa uma das mais positivas saídas para enfrentar os principais desafios e exigências com que o sector se depara. A utilização generalizada de soluções pré-fabricadas dependerá da capacidade dos projetistas, construtores e fabricantes no sentido de procurarem soluções que possibilitem superar as barreiras referidas anteriormente, reforçando a importância do aspeto estético do produto final, responsável pela aceitação por parte dos projetistas e dos utilizadores.

1.3 OBJETIVOS E CONTEÚDOS

A alta velocidade não é um tema recente e remete para o ano de 1964, data em que foi inaugurada a primeira linha de alta velocidade. Contudo, em Portugal o tema teve maior impacto nos últimos anos, especialmente pelos projetos para a implementação de cinco linhas de alta velocidade. Deste modo, foi impulsionado o desenvolvimento de estudos referentes à resposta dinâmica por parte das estruturas ferroviárias à passagem dos veículos a alta velocidade. É neste seguimento que surge o tema da presente dissertação.

Estudos na área mostram a importância da avaliação da resposta das estruturas a este tipo de solicitações, essencialmente no que diz respeito ao fenómeno de ressonância, a fim de garantir a segurança da estrutura e do veículo, sem esquecer aspetos como o nível de conforto dos passageiros. Hoje em dia procura-se métodos capazes de responder a estas exigências procurando o equilíbrio entre vários aspetos como: tempos de cálculo, precisão, estabilidade e adaptabilidade do método.

O tema, “Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego ferroviário de alta velocidade num viaduto com tabuleiro pré-fabricado”, enquadra-se na continuação do estudo dinâmico do viaduto de Alverca situado na linha ferroviária Norte, em Portugal. Este faz seguimento aos trabalhos de Fernandes [20], Horas [21] e Meixedo [22]. Os primeiros dois trabalhos foram responsáveis pela modelação e calibração do modelo do viaduto em estudo e ainda estudaram a resposta dinâmica do viaduto por uma metodologia de cargas móveis simulando os comboios atuais que circulam na rede ferroviária Europeia. Já o trabalho realizado por Meixedo [22] consistiu na modelação do comboio TGV e a análise dinâmica com interação entre o viaduto e os comboios TGV e Alfa Pendular, aplicando o método da sobreposição modal à estrutura.

O presente trabalho dá continuidade ao estudo dinâmico envolvendo interação veículo-estrutura, recorrendo essencialmente ao método da integração direta para o cálculo da equação de equilíbrio dinâmico da estrutura, em vez do método de sobreposição modal. O objetivo principal é comparar os dois métodos de resolução da equação de equilíbrio dinâmico para a estrutura. O método direto apresenta a vantagem de permitir estudar os fenómenos locais nos elementos que constituem o viaduto, visto considerar na sua aplicação as matrizes globais e a gama completa de frequências da estrutura. Para que tal seja possível no método da sobreposição modal é necessário conhecer os modos de vibração responsáveis por esses fenómenos locais. Contudo existem também desvantagens na sua aplicação, nomeadamente nos tempos de cálculo necessários, que patenteiam a necessidade de ponderar o tipo de resultados que se pretende obter e assim optar pelo método a utilizar.

Deste modo, é seguidamente apresentada a estrutura desta dissertação, fazendo uma breve descrição de cada capítulo apresentado.

No capítulo atual é feito o enquadramento do tema, onde são abordados factos históricos referentes à alta velocidade no mundo. É abordada a temática dos transportes públicos atuais e a necessidade da alta velocidade no meio de transporte ferroviário. Posteriormente são apresentadas várias soluções estruturais presentes em estruturas atuais que incorporam linhas de alta velocidade, fazendo-se no final uma chamada de atenção para a utilização da pré-fabricação no método construtivo, focando as vantagens e limitações da sua aplicação. No final do capítulo apresentam-se os objetivos da dissertação e a estrutura em que a mesma se compõe.

No segundo capítulo são apresentados os principais aspetos regulamentares a considerar nas análises dinâmicas de uma estrutura ferroviária. Faz-se referência também a soluções provenientes de trabalhos recentes que propõem alterações ou complementos ao regulamento em vigor.

No que diz respeito ao capítulo 3 são abordadas as metodologias de análise dinâmica existentes, destacando-se as numéricas com e sem interação veículo-estrutura, sendo expostos os dois métodos considerados de análise envolvendo interação que foram aplicados nas análises decorrentes do presente trabalho. Faz-se referência aos dois programas utilizados nas análises, TBI (*Train Bridge Interaction*) e VSI (*Vehicle Structure Interaction*), onde se apresenta uma comparação dos vários parâmetros necessários à sua utilização.

Quanto ao capítulo 4, é feita a apresentação do viaduto de Alverca, situado na linha do Norte. São tratadas as suas características gerais, tais como localização, secção geométrica e os materiais que o

constituem e posteriormente abordadas as várias etapas da sua modelação. Expõem-se também os resultados de ensaios de campo efetuados ao viaduto, que serviram de referência para a calibração do modelo. Relativamente ao ensaio, são ainda apresentados os vários modos de vibração identificados, com uma comparação entre a frequência obtida experimentalmente e com o modelo numérico e ainda é feita referência aos coeficientes de amortecimento obtidos no mesmo ensaio. No final são exibidas as alterações executadas no âmbito deste trabalho, de modo a ser possível realizar as análises dinâmicas com interação.

O capítulo 5 prende-se com a caracterização e modelação do veículo considerado nas análises dinâmicas do presente trabalho. É apresentada uma breve introdução ao TGV e seguidamente as características consideradas na sua modelação. Faz-se referência às várias fases do processo de modelação, desde a fase 2D até ser convertido em tridimensional. Tal como no capítulo anterior, no final deste capítulo são exibidas as alterações realizadas com o objetivo de otimizar o modelo e torna-lo apto a correr no VSI e são apresentados os vários modos de vibração identificados através de uma análise modal.

Por sua vez, no capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos referentes ao caso de estudo. Inicialmente são validados os modelos do viaduto e do comboio, sendo apresentadas as alterações na resposta dinâmica pelas modificações efetuadas no código de ambos. De seguida são expostas as respostas dinâmicas de ambos os subsistemas e avalia-se a influência das irregularidades da via para a resposta do comboio. No final do capítulo é feita uma comparação entre os dois métodos de análise dinâmica considerando interação, através da confrontação dos resultados obtidos pelos dois programas usados nos cálculos, avaliando a influência do número de modos considerados na análise do TBI e a diferença verificada na sua resposta final em relação aos resultados obtidos pelo VSI.

Finalmente, no sétimo e último capítulo são expostas as conclusões finais do trabalho realizado no âmbito da dissertação e ainda é feita referência a desenvolvimentos futuros a ponderar para estudos seguintes.

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES

2.1 INTRODUÇÃO

As pontes ferroviárias estão sujeitas a cargas móveis de grande intensidade. Os efeitos dinâmicos tomam assim grande importância sendo necessário tê-los em consideração no dimensionamento das estruturas. Estes efeitos são agravados quando os comboios circulam a velocidades elevadas, nomeadamente com a ocorrência do fenómeno de ressonância, particularizado para cada comboio. Um exemplo desse mesmo fenómeno pode ser observado na Figura 2.1, em que é evidente o agravamento dos deslocamentos máximos ao longo do tempo para uma velocidade específica.

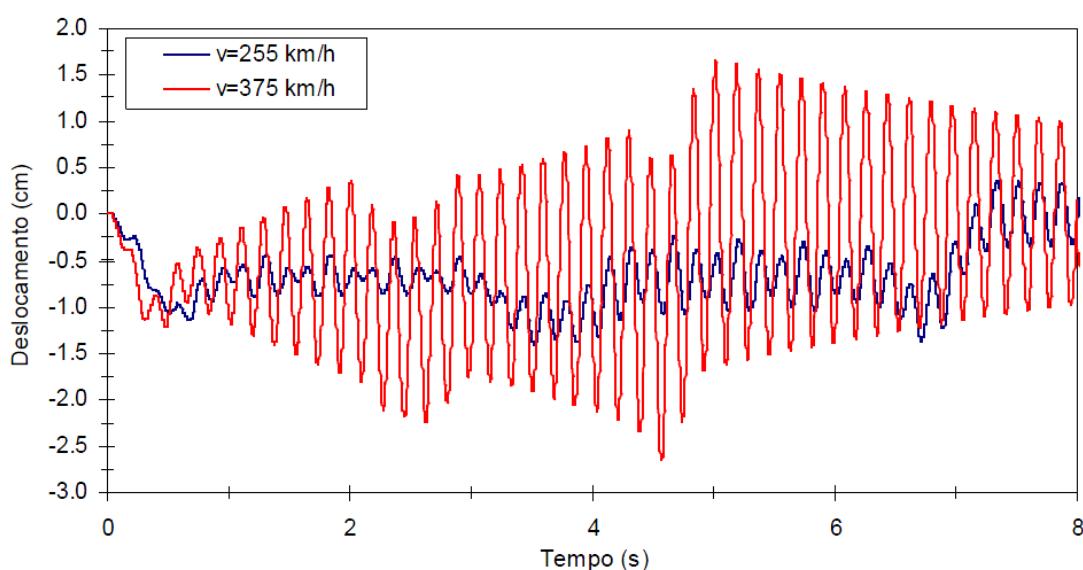


Figura 2.1 – Fenómeno de Ressonância [23]

No que diz respeito aos comboios de passageiros, que circulam a velocidades baixas, os efeitos dinâmicos eram tidos em conta no dimensionamento da ponte, tomando os efeitos estáticos do modelo de cargas equivalentes, tendo em consideração a envolvente de todos os comboios reais em circulação, majorados por um coeficiente de amplificação dinâmica. Com a introdução da alta velocidade no transporte ferroviário surgem problemas na quantificação dos efeitos dinâmicos através de modelos

simplificados, como o referido anteriormente, razão por que se torna essencial efetuar análises dinâmicas mais elaboradas.

No presente capítulo será feita uma descrição dos principais aspetos regulamentares relacionados com o dimensionamento de pontes e viadutos, tendo por base estudos realizados na área e incidindo sobre as normas EN1991-2 [24] e EN1990-A2 [25], que apresentam um conjunto de regras de dimensionamento e limitações da resposta dinâmica de pontes. Serão então expostas as principais ações definidas regulamentarmente para as análises dinâmicas ou estáticas e também as verificações necessárias a efetuar tanto estruturalmente como também relativamente à segurança da própria via e ao nível de conforto dos passageiros.

2.2 EFEITOS ESTÁTICOS

2.2.1 MODELOS DE CARGAS VERTICAIS

Para o dimensionamento de pontes ferroviárias foram elaborados quatro modelos de cargas verticais, obtidos através de análises estáticas empregando cargas verticais que são majoradas com coeficientes corretivos de modo a simular os diversos comboios reais que circulam atualmente na rede ferroviária e tendo em conta, entre outros parâmetros, as diferentes cargas por eixo, volumes de tráfego e tipologias dos comboios.

Os modelos de cargas traduzem as envolventes dos vários comboios, e são eles: o modelo LM71, o modelo SW/0, o modelo SW/2 e o modelo “unloaded train”. Foi ainda definido um quinto modelo, o HSLM, que pretende representar os efeitos de tráfego ferroviário de passageiros a velocidades superiores a 200 km/h.

2.2.1.1 Modelo de Carga LM71

A International Union of Railway (UIC) procurou, na década de 70, simplificar e uniformizar o dimensionamento de pontes ferroviárias através da criação de um único modelo, o modelo LM71, que representasse a envolvente estática total de seis comboios existentes nessa altura. O modelo pretende representar os efeitos estáticos de tráfego normal e está referido na norma EN 1991-2 [24].

O LM71 contempla quatro cargas concentradas (Q_{vk}) de 250 kN de 1,60 m separadas entre si, dispostas no eixo da via nas posições mais desfavoráveis, podendo-se abdicar de alguma que seja mais prejudicial. Inclui também cargas uniformemente distribuídas (q_{vk}) de 80 kN/m colocadas igualmente nas posições mais desfavoráveis, podendo ser aplicadas por tramos, existindo zonas sem cargas aplicadas. O esquema de cargas é apresentado na Figura 2.2.

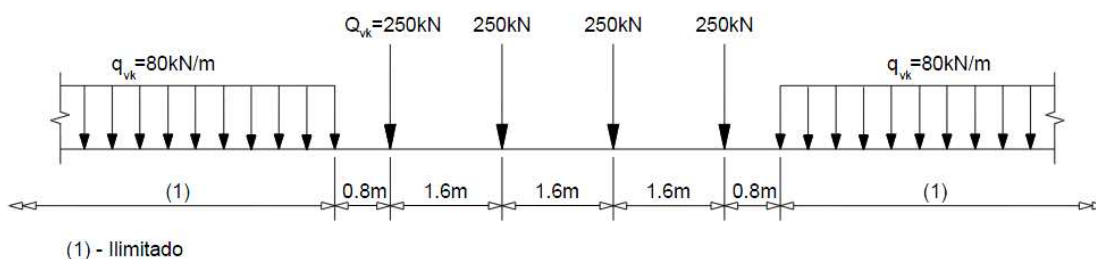


Figura 2.2 – Modelo de Carga LM71 [24]

Em estruturas que possuam duas vias, o modelo LM71 pode ser aplicado numa única via ou em ambas as vias em simultâneo. Por sua vez, se existirem três ou mais vias, este pode ser aplicado numa só via, em duas ou em todas as vias, devendo no último caso o valor de carregamento ser afetado por um coeficiente de minoração de carga de 0,75.

Havendo tráfego ferroviário distinto do normal, com cargas verticais classificadas, é necessário majorar por um fator α . Este fator possibilita atender à variação existente em termos de pesos máximos por eixo do tráfego ferroviário dentro do espaço europeu ou de uma determinada rede. De acordo com a EN1991-2 [24], o valor de α é igual a 0,75, 0,83 ou 0,91 no caso de o tráfego ser mais leve e a 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46 no caso de o tráfego ser mais pesado que o tráfego normal.

2.2.1.2 Modelo de Carga SW/0 e SW/2

Os modelos de carga SW/0 e SW/2, tal como o modelo LM71, pretendem representar os efeitos estáticos provocados pela passagem de tráfego na ponte, todavia estes dois modelos aplicam-se em casos particulares.

O modelo SW/0 ilustra o efeito estático à passagem de tráfego ferroviário normal na situação particular de pontes com vãos contínuos, enquanto o modelo SW/2 está associado à passagem de tráfego pesado de mercadorias.

O esquema de cargas de ambos os modelos é idêntico, constituído por duas cargas uniformemente distribuídas numa dada largura (a) e separadas de uma largura (c), como é possível observar na Figura 2.3.

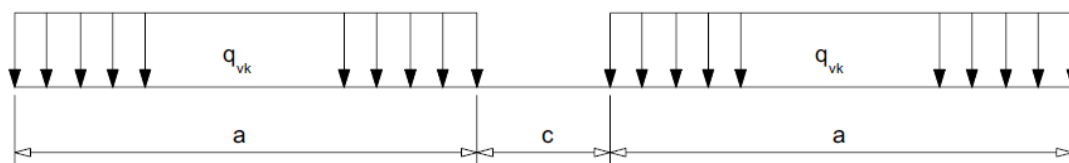


Figura 2.3 – Modelo de Cargas SW/0 e SW/2 [24]

Quadro 2.1 – Valores característicos para as cargas verticais dos modelos SW/0 e SW/2

Modelo de Cargas	q_{vk} (KN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Contrariamente ao que era possível efetuar com o modelo LM71, no caso do modelo SW/0 e do modelo SW/2, as cargas não devem ser fracionadas, podendo existir assim cargas com efeito favorável. Contudo, volta a ser exequível para o modelo de cargas SW/0 a aplicação do mesmo a uma via apenas, duas ou três vias ao mesmo tempo, sendo que o modelo SW/2 é restringido apenas a uma única via. No caso de haver duas ou três vias, o modelo SW/2 deve ser aplicado apenas numa única via, carregando-se as restantes com os modelos LM71 ou SW/0, de acordo com as condições referidas para os mesmos.

O modelo SW/0, tal como o modelo LM71, deve ser majorado pelo fator α para as mesmas condições que foram referidas para o modelo LM71 na secção 2.2.1.2 da presente tese.

2.2.1.3 Modelo de Carga “unloaded train”

O modelo *unloaded train* é caracterizado por uma carga vertical uniformemente distribuída com o valor característico de 10 kN/m. A sua aplicação é restrita a algumas verificações particulares, para além das verificações de tráfego, como é o caso da verificação de estabilidade lateral da ponte com a ação lateral do vento incidindo no comboio, por exemplo.

2.2.1.4 Distribuição das cargas pelos carris, travessas e balastro

Os modelos de análise de pontes são materializados por um conjunto de forças pontuais que correspondem às cargas transmitidas pelos eixos dos comboios. Na realidade, as cargas são distribuídas pela via.

Na Figura 2.4, v corresponde à velocidade do comboio e f_1 corresponde à 1ª frequência de vibração. Uma análise ao gráfico permite observar uma redução da aceleração vertical máxima (R) e concluir que em pontes com uma relação v/f_1 inferiores a 6m deve ser considerada a distribuição de cargas para se obter valores de aceleração mais reduzidos e ao mesmo tempo mais reais. É possível, então, uma otimização de alguns elementos estruturais, como é o caso dos elementos em contacto direto com a laje (sendo as longarinas ou as carlingas do tabuleiro um exemplo), quando se recorre à distribuição das cargas [26].

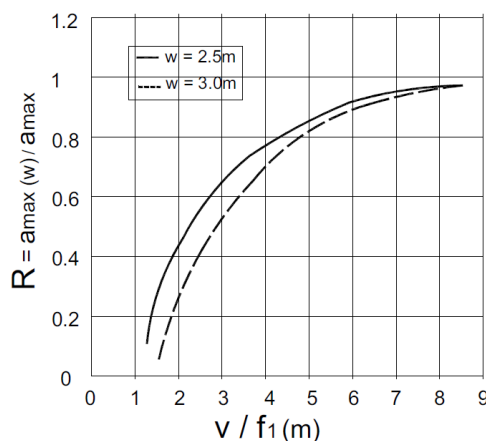


Figura 2.4 – Redução da aceleração máxima vertical para larguras de distribuição da carga pontual entre 2,5 e 3,0 m (adaptado de [27])

A norma EN1991-2 [24] apresenta as seguintes distribuições da carga pontual pelos vários elementos que constituem o tabuleiro:

- i. Distribuição da carga pelo carril.

- ii. A carga pontual pode ser distribuída por 3 travessas: a travessa localizada sobre a carga recebe metade dessa carga e a outra metade é repartida pelas travessas que se encontram imediatamente antes e depois, como ilustrado na Figura 2.5.

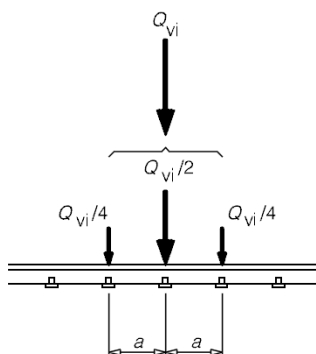


Figura 2.5 – Distribuição longitudinal de uma carga pelo carril [24]

- iii. Distribuição longitudinal pela travessa e balastro.

Em vias balastradas em que se tem uma carga pontual aplicada ao balastro, aspetos importantes tendo em vista a conceção de elementos locais do tabuleiro, pode ser feita uma distribuição longitudinal considerando uma pendente de 4:1 na espessura do balastro conforme mostra a Figura 2.6.

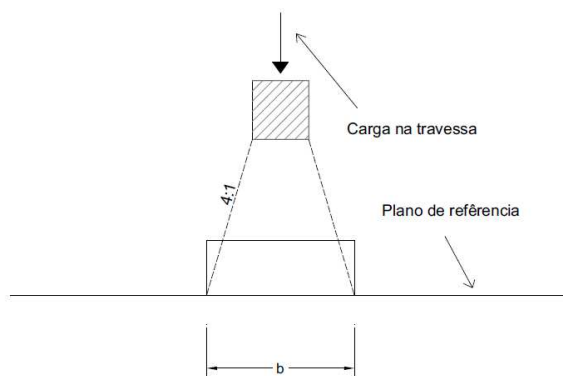


Figura 2.6 – Distribuição longitudinal da carga pela travessa e balastro (adaptado de [24])

- iv. Distribuição transversal pela travessa e balastro.

Em pontes de via balastrada as ações correspondentes a uma carga pontual ou balastro podem ser distribuídas transversalmente, com a mesma pendente que a anterior, de 4:1 na espessura do balastro, como representado na Figura 2.7.

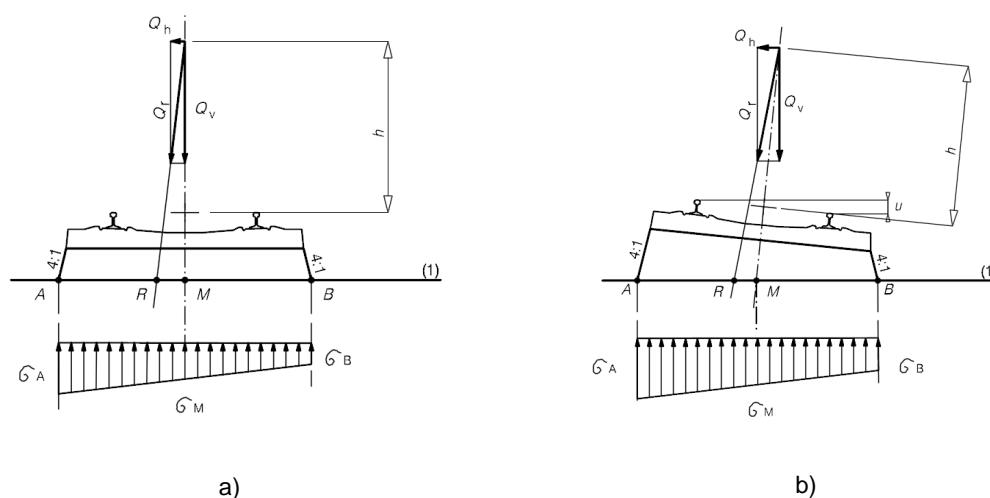


Figura 2.7 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via [24]:
a) sem sobrelevação e b) com sobrelevação

2.2.2 EFEITOS DINÂMICOS EM ANÁLISES ESTÁTICAS

No ponto anterior foram apresentados modelos estáticos de cargas, mas a solicitação pela passagem de tráfego ferroviário é de natureza dinâmica. Tal efeito pode levar a amplificações das respostas comparativamente com as estáticas. Esta amplificação deve-se essencialmente [24]:

- à natureza móvel das cargas;
- à passagem sucessiva de grupos de eixos regularmente espaçados com frequências que coincidem com as frequências naturais da ponte, ou submúltiplos destas, podendo, assim, provocar fenómenos de ressonância;
- às irregularidades da via, do carril e aos defeitos das próprias rodas dos comboios.

Esta temática remete-nos a 1847, ano em que ocorreram um número significativo de colapsos de pontes em Inglaterra, levando a Rainha a constituir uma comissão de modo a avaliar as causas de tais eventos procedentes dos efeitos dinâmicos. Subsequentemente, foram efetuados vários estudos, entre eles os realizados por Melan (1893), Zimmermann (1896), Timoshenko (1922) e Inglis (1934). Com base nestes autores foram adotados diferentes coeficientes de amplificação dinâmica a utilizar no dimensionamento de pontes ferroviárias [23, 28].

Atualmente, a norma EN 1991-2 [24] define dois fatores corretivos – φ e ϕ , para ter em conta os efeitos dinâmicos na passagem de comboios reais e a utilização de modelos de cálculo estáticos, como é o caso dos LM71, SW/0 e SW/2. No entanto, estes não contemplam o efeito de ressonância que ocorre na circulação de comboios a velocidades mais elevadas, sendo necessária a avaliação desses efeitos através de análises dinâmicas.

i. Fator de amplificação dinâmica φ

Posteriormente aos já referidos estudos, e tendo em vista a uniformização dos diferentes coeficientes de amplificação dinâmica utilizados pelos diferentes autores, a UIC em conjunto com o Office for Research and Experiments of the International Union of Railways (ORE) desenvolvem estudos na temática da amplificação dinâmica na década 70 do século passado. Esses estudos envolveram uma

campanha de 350 medições em 37 pontes repartidas por sete administrações ferroviárias, utilizando diversos tipos de comboios, uma campanha de medições em modelos reduzidos, pontes com diferentes modelos de veículos e, com esses dados, procederam ao tratamento estatístico dos resultados das medições e à simulação numérica de forma a interpretar e confirmar os resultados para extrapolar para os domínios não cobertos pelos ensaios. Estes estudos permitiram chegar à expressão do fator de amplificação dinâmico $(1+\varphi)$.

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda \varphi'' \quad (2.1)$$

Nesta expressão, φ' corresponde à amplificação no caso da via ser perfeita e φ'' corresponde à componente referente às irregularidades da via e das rodas dos veículos. Por sua vez, λ é um fator que observa o estado de conservação da via, devendo ser considerado 1,0 em vias com níveis de manutenção normais e 0,5 em vias com níveis de manutenção cuidada. Tanto φ' como φ'' dependem da velocidade do comboio (v), da frequência fundamental de vibração vertical da estrutura (n_0) e do comprimento de deformabilidade do elemento estrutural (L_ϕ). Os valores de L_ϕ encontram-se expostos na Tabela 6.2 da EN1991-2 [24].

O coeficiente φ' é obtido através da seguinte expressão:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4} & \text{para } K < 0,76 \\ 1,325 & \text{para } k \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.2)$$

em que:

$$K = \frac{v}{2L_\phi n_0} \quad (2.3)$$

A parcela que simboliza as irregularidades da via e imperfeições das rodas, φ'' , obtém-se por intermédio da relação:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (2.4)$$

em que α é um coeficiente dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \text{se } v \leq 22\text{m/s} \\ 1 & \text{se } v > 22\text{m/s} \end{cases} \quad (2.5)$$

É necessário ter em atenção que estas relações são apenas válidas para a determinação de amplificações dinâmicas induzidas por comboios reais em casos normais de circulação, isto é, para velocidades comuns em que não seja expectável a ocorrência de fenómenos de ressonância. Por outro lado, os limites de aplicabilidade das expressões precedentes encontram-se definidos na Figura 2.8 em termos de frequência natural da estrutura (n_0), em função do vão L .

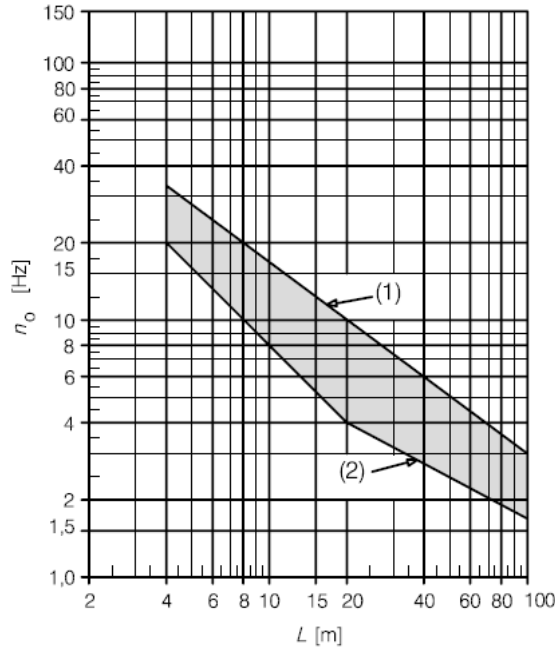


Figura 2.8 – Limite superior (1) e inferior (2) da frequência natural n_0 da ponte para aplicabilidade de φ , em função do vão L [24]

O limite superior da frequência (curva (1)) é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados às irregularidades da via, sendo dado por:

$$n_0 = 94,76 L^{-0,748} \quad (2.6)$$

O limite inferior da frequência (curva (2)) é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados à passagem dos comboios pela ponte. O limite é composto por dois segmentos de reta definidos pelas expressões:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{para } 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58 L^{-0,592} & \text{para } 20m < L \leq 100m \end{cases} \quad (2.7)$$

ii. Fator dinâmico Φ

O fator dinâmico é obtido através dos estudos referidos previamente e pretende representar os efeitos dinâmicos da passagem de tráfego ferroviário normal, mais precisamente dos 6 comboios-tipo utilizados na obtenção dos modelos LM71, SW/0 e SW/2. Este fator deve então ser multiplicado pelos efeitos estáticos obtidos pelos modelos, como é demonstrado na expressão 2.8.

$$\Phi \times S_{LM71} \geq (1 + \varphi)_i \times S_{RT,i} \quad (2.8)$$

em que i se refere a cada um dos comboios-tipo.

O fator dinâmico, que já era considerado para o fator de amplificação dinâmico, vai estar associado a dois níveis de manutenção da via – manutenção corrente (Φ_3) e via de manutenção cuidada (Φ_2), com estes em função do comprimento determinante do elemento estrutural em questão (L_ϕ).

- Vias com manutenção cuidada:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (2.9)$$

em que $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$.

- Vias com manutenção corrente:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2.10)$$

em que $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$.

Na ausência de informação sobre a qualidade da via deverá ser utilizado o fator dinâmico ϕ_3 . Da mesma forma como para o fator de amplificação dinâmica, este não contempla o fenómeno de ressonância, provocado pela passagem de comboios a alta velocidade.

2.3 EFEITOS DINÂMICOS

Os coeficientes de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ mostraram-se adequados para avaliar os efeitos dinâmicos dos comboios de alta velocidade da década de 70, ainda assim, com a evolução do comboio, permitindo este atingir velocidades muito superiores a 200 km/h, apareceram os fenómenos de ressonância que se caracterizam numa amplificação das respostas, ficando o dimensionamento das pontes pelos referidos coeficientes aquém dos efeitos provocados pela passagem do comboio a alta velocidade. Em 1992 foram demonstradas, no ensaio de um protótipo do comboio ICE na linha de Deutsche Bahn, que ligava Hanover a Würzburg, amplificações na ordem dos 35% numa ponte de 44 m com secção em caixão que suportava duas vias de tráfego. Posteriormente, foi provado que tais amplificações se deveram ao fenómeno de ressonância.

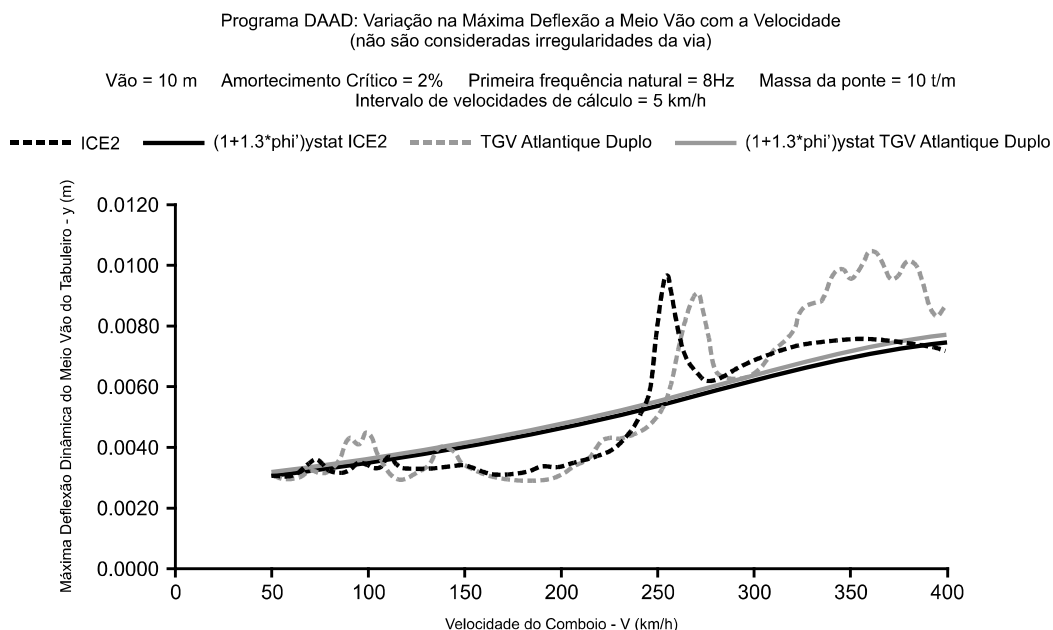


Figura 2.9 – Comparação das envolventes regulamentares (produto do deslocamento estático por $1 + \phi$) com análises dinâmicas para os comboios ICE2 e TGV Duplo [27].

Pela observação do gráfico da Figura 2.9, proveniente de estudos da comissão de especialistas D214 da ERRI, infere-se que a avaliação dos efeitos dinâmicos pela passagem dos comboios, definidos pelos coeficientes de amplificação dinâmica, não contempla os picos de resposta, devido aos fenómenos de ressonância para o TGV e para o ICE2. Estes coeficientes dinâmicos na atualidade não são considerados adequados ao dimensionamento de pontes, visto que, entre outras razões, as estruturas modernas apresentam menores coeficientes de amortecimento comparadas com estruturas antigas e os comboios que circulam hoje em dia nas vias atingem velocidades muito superiores e podem ter extensões relativamente elevadas.

Uma estrutura está sujeita a efeitos de ressonância quando a frequência de uma ação, ou múltiplos desta, coincide com alguma frequência natural, sendo que no caso de pontes ferroviárias a frequência da ação (f) é dada por:

$$f = \frac{v}{D} \times i \quad (2.11)$$

em que v é a velocidade do comboio, D é o espaçamento regular entre grupos de eixos e i é um número inteiro. Com a determinação das frequências naturais é possível estimar as velocidades de ressonância da estrutura.

Com vista a melhorar os procedimentos de análise para o estudo de pontes ferroviárias para tráfego de alta velocidade foram tomadas medidas, especificamente com a publicação em 2001 do relatório final da ERRI D214/RP9, incluindo não só efeitos dinâmicos mas também efeitos devido à ressonância das estruturas.

2.3.1 NECESSIDADE DE REALIZAR UMA ANÁLISE DINÂMICA

A decisão da necessidade de realizar uma análise dinâmica ou estática é tomada com base no fluxograma da Figura 2.10, que está contido na atual norma EN 1991-2 [24].

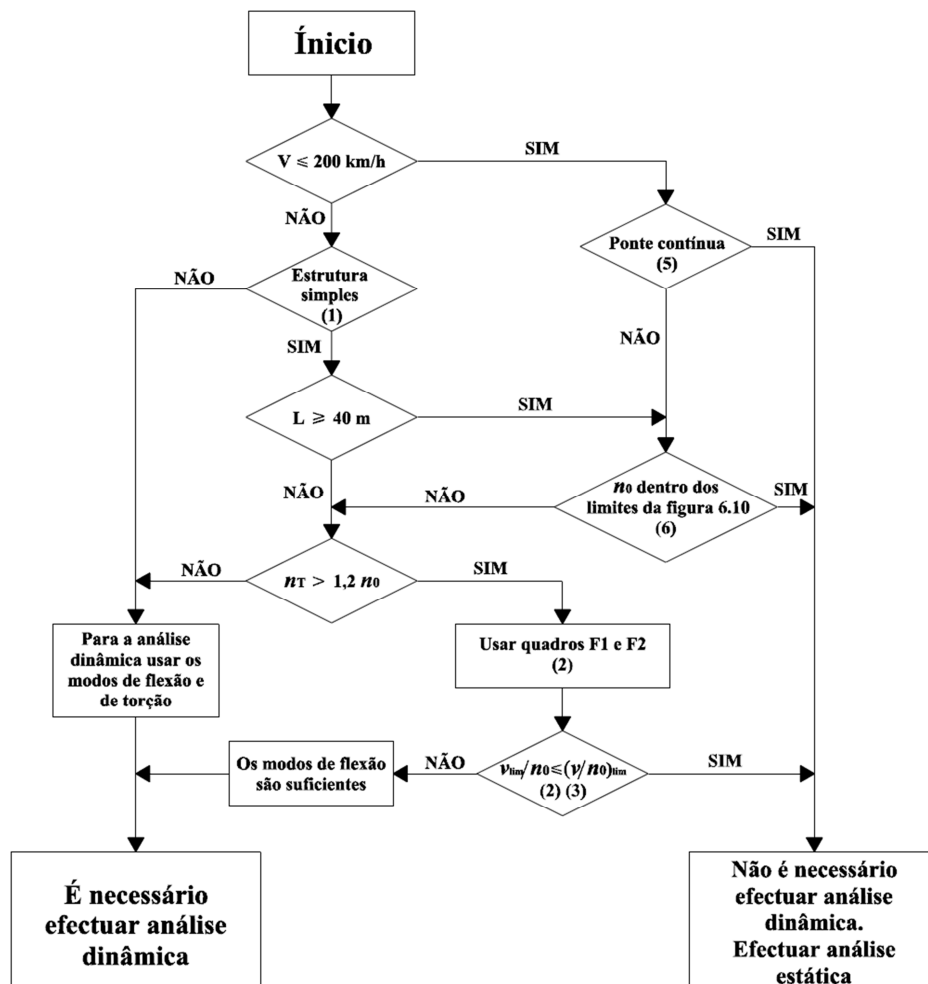


Figura 2.10 – Fluxograma de determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte (adaptado de [24])

No fluxograma apresentado, v é a velocidade máxima nominal (m/s), V é a velocidade máxima de circulação no local (km/h), L o vão da ponte, n_0 a frequência do primeiro modo de vibração vertical e n_T a frequência do primeiro modo de torção. No Anexo F da norma EN1991-2 [15] encontram-se os valores limite da razão v/n_0 . Os limites superior (1) e inferior (2) do parâmetro n_0 indicados no fluxograma encontram-se definidos pelas equações (2.6) e (2.7).

A partir da análise do fluxograma é possível destacar as seguintes situações, nas quais as pontes não necessitam de verificações dinâmicas adicionais [22]:

- Para velocidades (V) inferiores a 200 km/h:
 - No caso de uma ponte contínua em que sejam cumpridos os requisitos para um nível de conforto muito bom dos passageiros, de acordo com o especificado na norma EN1990-AnexoA2 [25];

- No caso de pontes sem continuidade e n_0 dentro dos limites especificados na Figura 2.8.
- Para velocidades (V) superiores a 200 km/h:
 - No caso de estruturas simples, com vão superior a 40 m e em que a frequência natural de flexão (n_0) esteja dentro dos limites estabelecidos na Figura 2.8;
 - No caso de estruturas simples em que o acoplamento dos modos de flexão e de torção não seja expectável ($n_T \geq 1,2n_0$) e em que se verifiquem os valores máximos de v_{lim}/n_0 .

Para estes casos, uma análise estática com base no modelo de cargas verticais multiplicado pelo fator dinâmico Φ é suficiente, podendo abdicar-se da verificação do estado limite de aceleração do tabuleiro e da verificação da fadiga em situações de ressonância.

2.3.2 MODELOS DE CARGA PARA COMBOIOS REAIS

Para uma análise dinâmica é imprescindível ter em conta tanto o valor característico das cargas por eixo, como também a distância entre eixos dos comboios que circulam atualmente a velocidades superiores a 200 km/h na rede Europeia. A norma EN1991-2 [24] define três tipos de comboios para ponderação:

- Comboios Convencionais: caracterizam-se pelas carruagens terem dois *bogies* independentes, cada um com dois eixos. São exemplos os comboios ICE3, ETR-Y500, Virgin e Alfa Pendular.

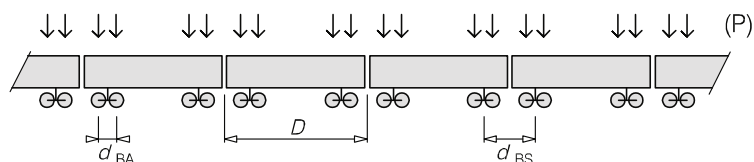


Figura 2.11 – Comboio Convencional a circular na Rede Europeia de Alta Velocidade [29]

- Comboios Articulados: caracterizam-se por cada carruagem partilhar os dois *bogies* com carruagens adjacentes, centrados na articulação entre carruagens. Fazem parte desta categoria os comboios Thalys2, EUROSTAR e TGV.

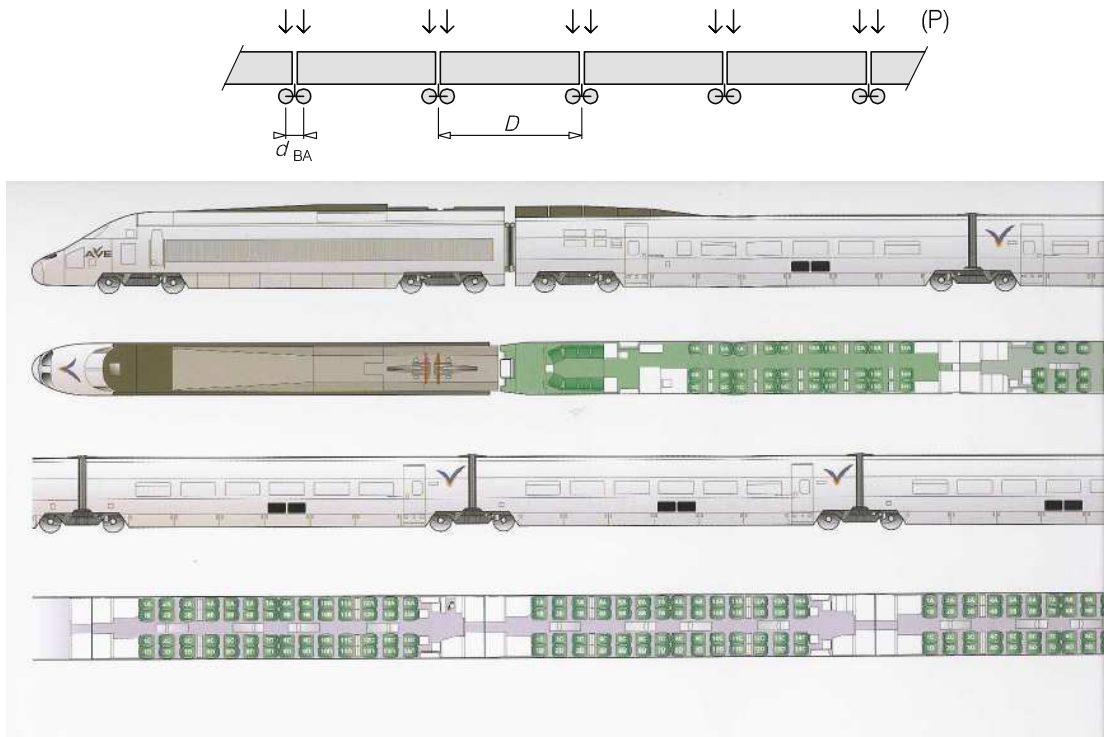


Figura 2.12 – Comboio Articulado a percorrer a Rede Europeia de Alta Velocidade [29]

- Comboios Regulares: caracterizam-se por as carruagens serem igualmente articuladas mas com um único eixo entre duas carruagens, e não um *bogie* com dois eixos. É exemplo o comboio espanhol AVE-2 (Talgo).

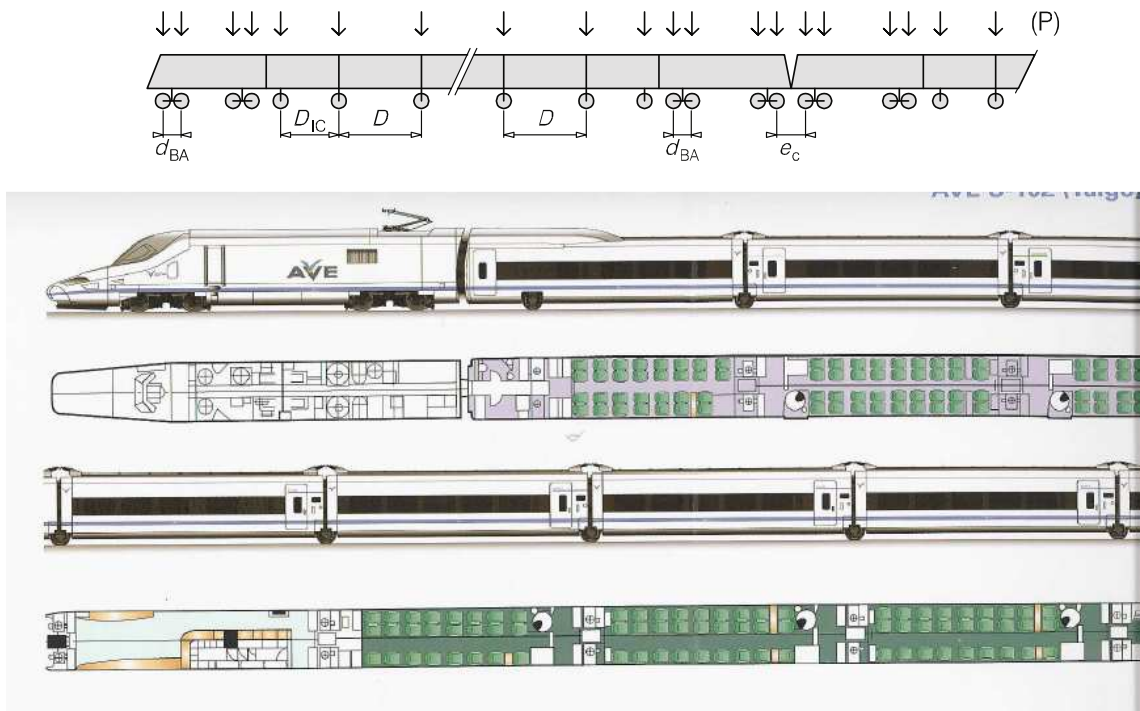


Figura 2.13 – Comboio Regular a circular na Rede Europeia de Alta Velocidade [29]

As principais características dos vários comboios a circular na Rede ferroviária Europeia são descritas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus (adaptado de [21])

Comboio	Tipologia	Velocidade máxima de circulação [km/h]	Comprimento [m]	Distância entre eixos [m]	Cargas por eixo [kN]
TGV	Articulado	350	468,1 (Duplo)	18,7	163 a 170
Eurostar	Articulado	300	393 (Duplo)	18,7	170
Thalys2	Articulado	300	393,3 (Duplo)	18,7	163 a 170
ICE3	Convencional	330	400 (Duplo)	26,4	112 a 195
ETR-Y-500	Convencional	300	295,7 (Simples)	26,1	120 a 187
Virgin	Convencional	225	258,7 (Simples)	23,9	170
Alfa Pendular	Convencional	220	151,2 (Simples)	25,9	132,8
TALGO	Regular	300	356,1 (Duplo)	13,14	170

2.3.3 ASSINATURA DO COMBOIO (TRAIN SIGNATURE)

De modo a comparar os efeitos dinâmicos causados pela passagem de determinado comboio, é essencial utilizar metodologias que distingam os dois aspetos inerentes na resposta do sistema dinâmico: as características do veículo e as características da ponte. Foram então elaborados dois métodos que traduziam o espectro de carga do comboio, também denominado por assinatura do comboio (S_0). A grande vantagem da utilização da assinatura do comboio é que ela permite conhecer os efeitos dinâmicos de um comboio em ressonância ou fora dela, sem ter em referência as características da ponte [27].

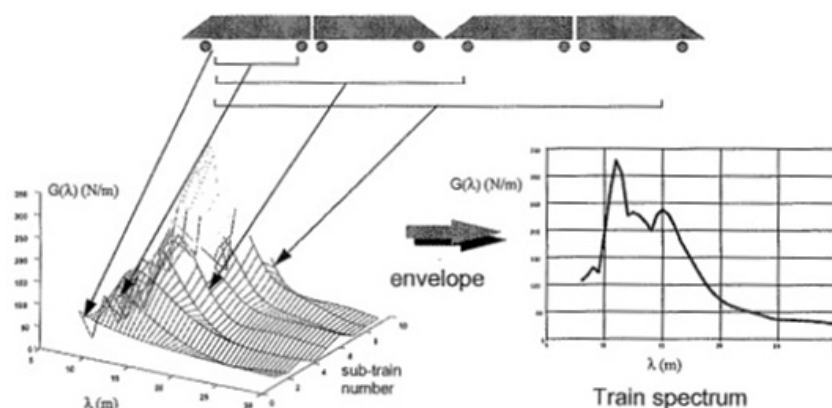


Figura 2.14 – Espectro do comboio para os “sub-comboios” (incluindo o comboio inteiro) [27].

O espectro do comboio obtido por $G(\lambda)$ apresentado na Figura 2.14 não é totalmente independente da estrutura, nomeadamente do amortecimento da mesma. Para a obtenção da assinatura do comboio, independente do amortecimento da estrutura, foi necessária a sua consideração como zero. Recorrendo às séries de Taylor chegou-se então à fórmula que caracteriza a assinatura do comboio [27]:

$$S_0(\lambda) = \frac{1}{M} \sqrt{\left[\sum_{k=1}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[\sum_{k=1}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad (2.12)$$

em que M é o número de eixos do comboio, λ é o comprimento de onda de excitação e P_k corresponde ao valor da carga do eixo k , situado a uma distância x_k do 1º eixo (P_1).

O conceito de assinatura do comboio (S_0) tem grande interesse prático pois permite estabelecer uma medida de comparação da agressividade do material rolante atual e futuro. Este conceito serviu de base ao aparecimento do modelo UNIV-A que posteriormente evoluiu para o modelo HSLM-A presente na norma europeia. A assinatura do comboio pode ser interpretada em termos físicos como uma transformada de Fourier da ação induzida por um conjunto de cargas que constituem os eixos do comboio [30].

A título de exemplo, na Figura 2.15 é possível observar a assinatura dos principais comboios a circular na rede europeia de alta velocidade em função do comprimento de onda.

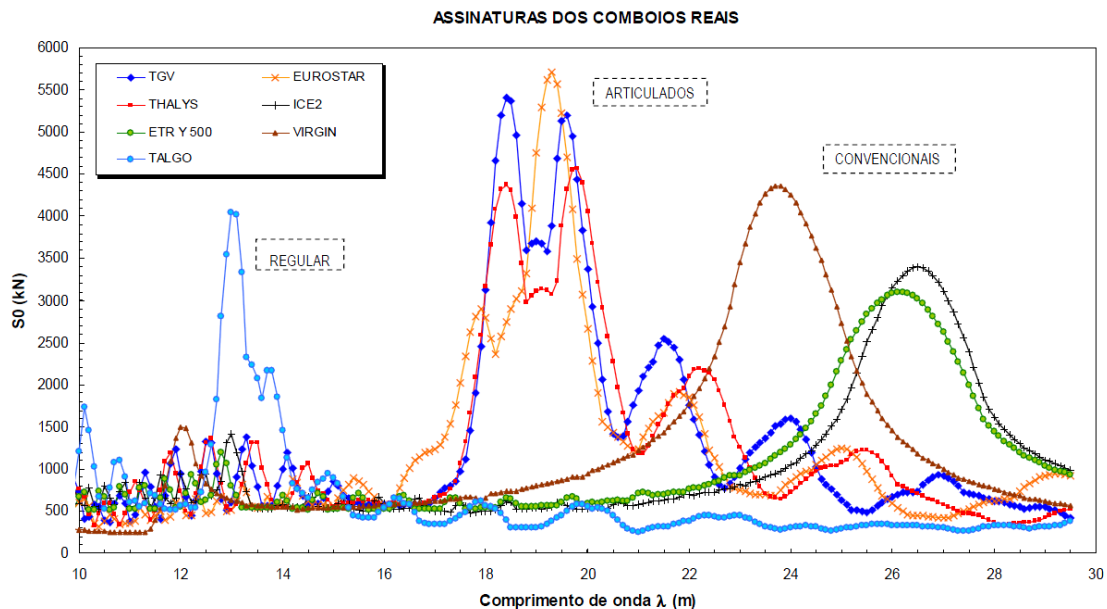


Figura 2.15 – Assinatura dos comboios a circular na Rede Ferroviária Europeia de Alta velocidade [30]

Uma breve observação da figura permite definir as gamas de comprimentos de onda predominantemente excitáveis para os vários comboios a circular nas vias de alta velocidade

Europeias: 17 m a 21 m para comboios articulados, 24 m a 28 m no caso de comboios convencionais e 13 m a 14 m para o comboio regular Talgo.

2.3.4 MODELO DE CARGA HSLM

As linhas ferroviárias de alta velocidade assumem um papel cada vez mais importante nas interligações culturais, sociais e económicas dentro do espaço comunitário e, com o objetivo de padronizar as diversas realidades europeias para que a circulação seja feita sem restrições entre os diversos países, em 2002 a Comissão das Comunidades Europeias publicou no Official Journal of the European Communities [31] especificações técnicas de interoperabilidade das linhas de alta velocidade. Estas especificações estão relacionadas com características da via: da rede de alimentação e de sinalização, ao tipo de material rolante e aos critérios de dimensionamento das infraestruturas.

O dimensionamento de pontes ou viadutos abrangendo linhas internacionais de alta velocidade deverá ter em consideração as especificações mencionadas anteriormente, em que as análises dinâmicas deverão também ser efetuadas atendendo ao modelo de cargas HSLM (“High Speed Load Model”).

Os modelos de cargas HSLM compreendem duas famílias de comboios – HSLM-A e HSLM-B, estabelecidos de modo a ter em conta a envolvente dos efeitos dinâmicos provocados pelos diferentes comboios que circulam na rede europeia de Alta velocidade e que se prevê que possam vir a circular no futuro.

2.3.5 MODELO DE CARGA HSLM – A

Com vista a desenvolver um modelo que tivesse em conta tanto os efeitos dinâmicos como os efeitos de ressonância, a comissão D214 da ERRI desenvolveu o modelo de cargas UNIV-A, que teve por base o comboio Eurostar. Este modelo conseguia uma envolvente dos efeitos dinâmicos para a maior parte dos comboios de alta velocidade em pontes simplesmente apoiadas, mas revelou-se incapaz de incluir comboios como Talgo e Virgin. Consequentemente, esse modelo foi complementado com os efeitos de ambos os comboios e inserido na atual regulamentação, sendo designado como modelo de cargas HSLM-A. O modelo é formado por 10 comboios, cada um constituído por duas locomotivas, duas carruagens extremas e carruagens intermédias, como é possível observar pela Figura 2.16.

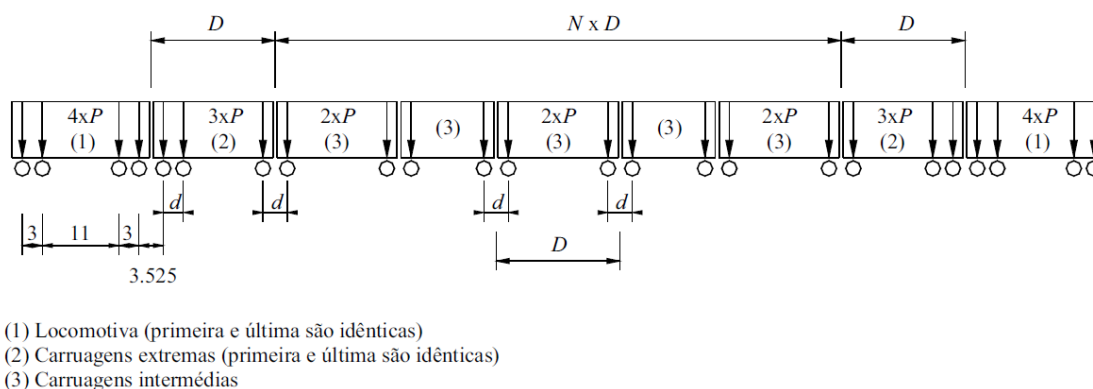


Figura 2.16 – Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de [24])

O número de carruagens intermédias (N), o comprimento das carruagens (D) e o espaçamento entre eixos de *bogie* (d) encontram-se indicados no Quadro 2.3. Este é na atualidade o modelo universal de dimensionamento de pontes e viadutos para a circulação de tráfego ferroviário de alta velocidade.

Quadro 2.3 – Características do modelo HSLM-A [24]

Comboio Universal	Nº de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D (m)	Distância entre eixos do <i>bogie</i> d (m)	Carga por eixo P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

A assinatura de alguns comboios que circulam na rede europeia de alta velocidade e a envolvente do modelo de cargas HSLM-A, em função do comprimento de onda, são ilustradas na Figura 2.17.

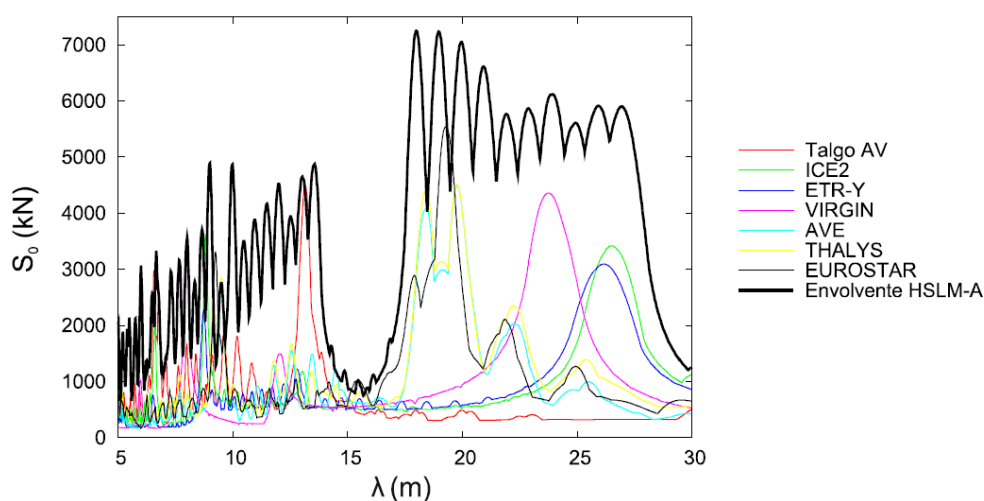


Figura 2.17 – Comparação da assinatura dinâmica dos diferentes comboios que circulam na rede europeia com a envolvente do modelo de cargas HSLM-A [30]

2.3.5.1 Modelo de carga HSLM – B

A norma EN1991-2 [24] integra ainda um outro modelo de cargas – o HSLM-B, representado na Figura 2.18, adequado para pontes de vãos simplesmente apoiados com comprimentos inferiores a 7 metros, devido à dificuldade de utilização do modelo anterior na obtenção das envolventes dos efeitos dinâmicos para uma gama possível de comprimentos de onda da excitação (λ).

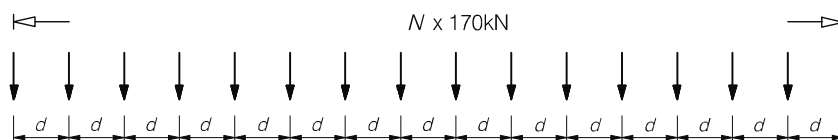


Figura 2.18 – Modelo de cargas HSLM-B [24]

O modelo HSLM-B é constituído por uma sucessão de N cargas pontuais de 170 kN afastadas de uma distância d . O número de cargas pontuais N e o afastamento uniforme d entre cargas, para um determinado vão L ($1 \text{ m} \leq L \leq 7 \text{ m}$), é descrito na Figura 2.19.

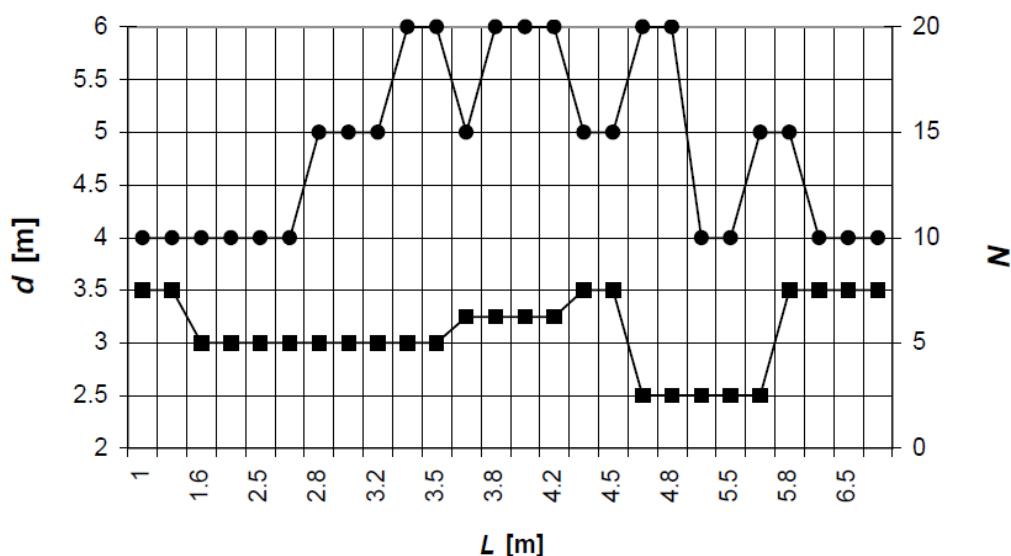


Figura 2.19 – Determinação do número de cargas pontuais N e do afastamento uniforme d entre cargas [24]

2.3.5.2 Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B

As análises dinâmicas devem ser efetuadas para comboios de alta velocidade tendo em conta os modelos de carga HSLM e, deve seleccionar-se a família A ou B, dependendo das características da ponte. A norma apresenta o Quadro 2.4 com as condições em que deve ser aplicado um ou outro modelo em função do esquema estrutural e do vão da ponte.

Quadro 2.4 – Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de [24])

Esquema Estrutural	$L > 7m$	$L \leq 7m$
Tramo simplesmente apoiado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estrutura Contínua ^a ou Estrutura Complexa ^e	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d

^a Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento assemelhável ao de viga ou laje sem viés;

^b Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B deverá ser usado para as análises dinâmicas.

^c Para tramos simplesmente apoiados com vão superior ou igual a 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-A deverá ser usado nas análises dinâmicas, de acordo o Anexo E (alternativamente, todos os comboios A1 a A10 podem ser usados);

^d Todos os comboios de A1 a A10 inclusive deverão ser usados no dimensionamento;

^e Qualquer estrutura que não cumpra a nota a, como por exemplo, estruturas com viés, pontes em que o comportamento à torção seja significativo, estruturas em arco onde os modos das vigas principais e da laje tenham contributos significativos. Para estas estruturas complexas deverá igualmente ser aplicado o HSLM-B.

2.3.6 PARÂMETROS A UTILIZAR NO CÁLCULO DINÂMICO DA ESTRUTURA

Para além dos modelos de carga a utilizar numa análise dinâmica de uma ponte inserida numa linha ferroviária de alta velocidade, a comissão D214 da ERRI também destacou no seu modelo alguns parâmetros que afetam diretamente o estudo dos efeitos dinâmicos. Entre eles existem parâmetros associados ao comboio, como por exemplo a gama de velocidades e parâmetros relativos à estrutura, nomeadamente a sua rigidez, massa e amortecimento.

2.3.6.1 Gama de Velocidades

A gama de velocidades é definida tanto para os comboios reais como também para o modelo HSLM, de modo a cobrir todos os picos de ressonância na análise dinâmica da estrutura. Portanto as análises dinâmicas devem ser efetuadas para uma série de velocidades, devendo também o incremento de velocidades próximo da zona de pico ser reduzido de modo a descrever de forma mais precisa o pico de ressonância.

Considera-se, então, para efetuar as análises dinâmicas, um intervalo de velocidades compreendido entre uma velocidade mínima de 40 m/s (≈ 145 km/h) e a velocidade máxima de cálculo (v_{DS}), geralmente considerada 1,2 vezes a máxima velocidade a que o comboio circula na ponte.

O fator 1,2 constitui uma margem de segurança em relação às incertezas na determinação das frequências naturais da estrutura e consequentemente as velocidades de ressonância. A velocidade máxima de circulação a considerar precisa também ter em consideração possíveis alterações na infraestrutura que levem a um aumento da velocidade permitida.

Num caso em que a ponte apresente um comportamento semelhante ao de uma viga simplesmente apoiada, as velocidades de ressonância poderão ser estimadas através da seguinte expressão:

$$v_{res} = n_0 \lambda_i \quad (2.13)$$

em que n_0 é a frequência natural de vibração da estrutura e λ_i é o comprimento principal de onda da excitação que se determina da seguinte forma:

$$\lambda_i = \frac{D}{i} \quad (2.14)$$

onde D é o espaçamento regular entre grupos de eixos e i é um inteiro (1,2,3,4,... ou 1/2, 1/3, 1/4,...)

2.3.6.2 Parâmetros relativos à ponte

i. Rigidez:

A rigidez apresenta-se como uma das grandezas que mais afeta a obtenção das frequências naturais da estrutura e também uma das mais difíceis de obter com precisão, visto que esta é influenciada por vários fatores como a tipologia estrutural, as características geométricas em termos de vãos e as secções dos elementos constituintes e o tipo de material utilizado.

A utilização de betão como material estrutural requer atenção ao fenómeno de fissuração dos elementos, nomeadamente na zona sobre apoios e ainda o seu módulo de elasticidade, que deve ser considerado dinâmico em vez de estático, associado às relações entre tensões e extensões do betão quando sujeito a carregamento dinâmico.

A norma EN 1991-2 [24] recomenda a consideração de valores mais baixos da rigidez da estrutura de modo a obter frequências de vibração mais baixas. Como foi referido anteriormente, um pico de ressonância ocorre quando um múltiplo da frequência de excitação coincide com a frequência natural da estrutura, logo ao considerar-se frequências de vibração inferiores também os picos de ressonância serão referentes a velocidades mais baixas e, conseqüentemente, mais conservadoras.

ii. Massa:

A massa é um parâmetro estrutural que afeta tanto as frequências naturais da estrutura como também a amplitude da resposta dinâmica. Na estimativa do seu valor deverá observar-se, além da massa dos elementos estruturais, a massa dos elementos não estruturais, tais como o balastro, guarda-balastro, carris, travessas e passeios. A Norma EN 1991-2 [24] define então um limite superior e um limite inferior. A utilização desses limites está associada ao seguinte:

- em ressonância, a aceleração vertical da estrutura é inversamente proporcional à massa, portanto, a utilização de um valor subestimado da massa conduzirá a acelerações máximas;
- as frequências naturais da estrutura diminuem com o aumento da massa e, conseqüentemente, os picos de ressonância da resposta, visto que estes ocorrem quando a frequência da ação é um múltiplo inteiro das frequências da estrutura. Desta forma, a utilização de um valor sobrestimado da massa conduz à obtenção de frequências naturais e velocidades críticas inferiores.

iii. Amortecimento:

O amortecimento de uma estrutura está associado à sua capacidade de dissipação de energia mecânica e todas as estruturas o têm, em maior ou menor grau [27]. São várias as propriedades que contribuem para este parâmetro: desde os elementos estruturais que resultam, por um lado, do amortecimento material e, por outro lado, do amortecimento localizado nas juntas ou apoios da estrutura, os elementos não estruturais e a capacidade de dissipar energia pelas vibrações transmitidas pelo tabuleiro aos pilares e encontros através dos apoios, que por sua vez são transmitidas ao solo através das fundações.

No caso das estruturas em betão armado, o amortecimento é significativamente afetado por este estar ou não fendilhado e os níveis de tensão a que se encontra submetido. Esta temática é apresentada pela comissão D214 da ERRI [27] e está representada na Figura 2.20, onde se pode observar que o betão armado não fendilhado sujeito a baixas tensões possui valores baixos de amortecimento ($\xi < 1\%$) e no caso de betão armado fendilhado sujeito a baixas tensões podem obter-se valores duas a três vezes superiores.

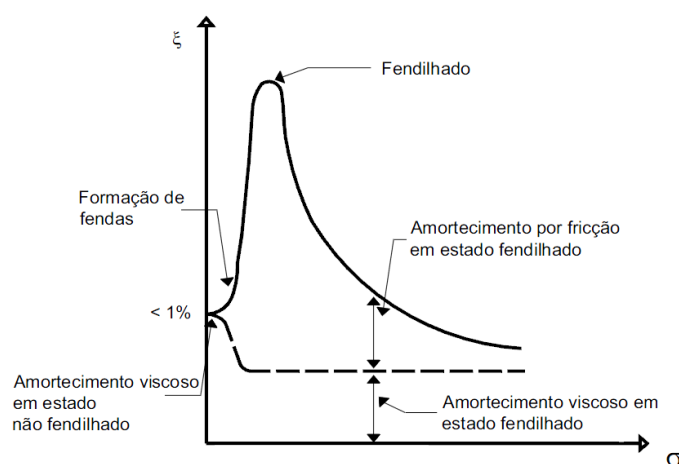


Figura 2.20 – Evolução do coeficiente de amortecimento do betão em função da tensão (adaptado de [27]).

A comissão D214 do ERRI efetuou medições experimentais de amortecimento global de um conjunto de pontes com vários comprimentos de vão e tipologias estruturais que variam entre aço, betão, mistas e do tipo “filler-beam” de modo a avaliar a potencial relação entre estes três parâmetros. Uma análise dos resultados permite efetuar uma correlação entre os valores obtidos do amortecimento e o vão da ponte, para as diferentes tipologias estruturais, demonstrado na Figura 2.21, onde se pode observar que os coeficientes de amortecimento mais elevados estão associados a pontes de pequeno vão [27].

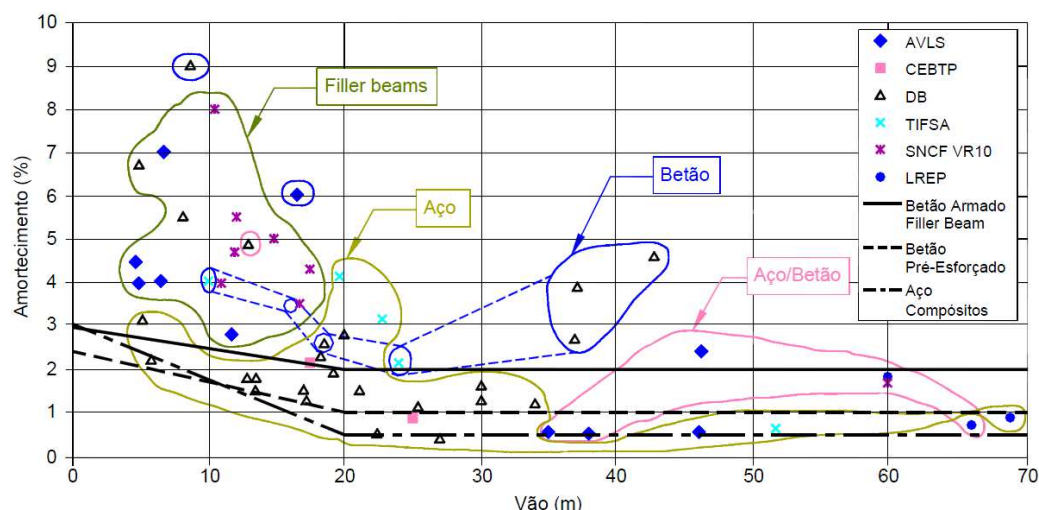


Figura 2.21 – Valores dos coeficientes de amortecimento em relação ao vão do tabuleiro [30]

A discrepância entre valores de amortecimento para os diferentes materiais estruturais, levou a norma EN 1991-2 a definir três curvas para cada material, representadas igualmente na Figura e descritas no Quadro 2.5, que traduzem uma redução elevada dos valores de amortecimento comparados com os obtidos pelos ensaios. Esta subestimação é explicada pelo facto de a resposta dinâmica da estrutura ser, em situações de ressonância, fortemente dependente do amortecimento. Estes valores de amortecimento obtidos pelas curvas estão em correspondência com os processos construtivos de pontes atuais, já que estruturas antigas ensaiadas tendem, com o tempo, a apresentar coeficientes de amortecimento superiores. Contudo, através de ensaios elaborados nos dias de hoje, verificou-se que estes coeficientes de amortecimento levam, em muitos casos, ao sobredimensionamento das estruturas.

Quadro 2.5 – Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento

Tipo de ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço ou composta	$\xi = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\xi = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\xi = 1,0$
“Filler-beam” e Betão armado	$\xi = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\xi = 1,5$

Nos casos em que se efetua uma análise dinâmica sem realizar uma interação entre a ponte e o comboio, recorrendo por exemplo ao modelo de cargas móveis, a norma NP 1991-2 [24] sugere a consideração de um amortecimento adicional ($\Delta\xi$). A determinação dos efeitos dinâmicos por processos mais simples sem a consideração da interação tem vantagens quando comparado com o esforço computacional necessário para correr modelos de interação ponte/comboio.

O amortecimento adicional foi determinado numa tentativa de ajuste dos deslocamentos e acelerações em situações de ressonância, obtidos por análises dinâmicas com interação, dos comboios ICE2 e EUROSTAR. Foi então proposta pela comissão D214 da ERRI e presente na norma EN 1992-1 a

fórmula para o cálculo do amortecimento adicional em função do vão L de pontes simplesmente apoiadas.

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} (\%) \quad (2.15)$$

A equação anterior representa uma envolvente inferior aos resultados obtidos para vãos no intervalo $5 \leq L \leq 30$ m e relações L/f no intervalo $1000 \leq L/f \leq 2000$, em que f é a flecha a meio-vão devida ao modelo de cargas LM71 majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico. No caso de pontes contínuas deve considerar-se o vão que conduz ao menor amortecimento adicional.

Na Figura 2.22 representa-se graficamente a expressão do coeficiente adicional. A observação da Figura permite identificar um máximo para um vão de aproximadamente 15 m e valor nulo no caso de um vão de 30 m. Segundo a comissão D214 do ERRI, o andamento da curva pode ser justificado, em termos físicos, atendendo a que o amortecimento adicional é representativo da energia transferida da estrutura para o veículo, nomeadamente para as suas suspensões primárias. Em vãos pequenos (ex: $L = 5$ m) a energia transferida é pequena, sendo que em vãos maiores (ex: $L = 30$ m) a energia é transferida para o veículo e novamente transferida para a estrutura devido à reversão do sentido dos movimentos das suspensões primárias, daí os reduzidos valores de $\Delta\zeta$. Em vãos intermédios, a energia é transmitida para os veículos e não é retransmitida para a estrutura, já que, neste caso, a reversão das suspensões ocorre já com o comboio fora da estrutura, daí a tendência para se obter valores de $\Delta\zeta$ superiores [23].

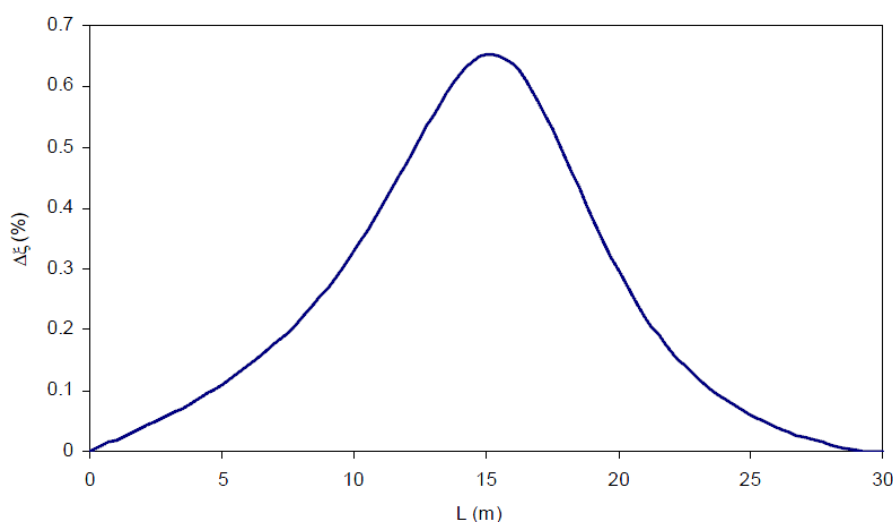


Figura 2.22 – Amortecimento Adicional ($\Delta\zeta$) em função do vão da ponte (adaptado de [24])

O amortecimento total (ξ_{TOTAL}) a considerar nas análises sem interação ponte-comboio é dado pela expressão seguinte:

$$\zeta_{TOTAL} = \zeta + \Delta\zeta \quad (2.16)$$

em que o valor de ξ sai das curvas referidas no Quadro 2.5.

2.4 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

As normas EN 1991-2 [24] e EN1990-A2 [25] estabelecem verificações específicas para pontes e viadutos ferroviários, referindo limites para deformações, deslocamentos e acelerações provocados pela passagem de tráfego ferroviário. De modo a perfazer a segurança, são definidos três critérios:

- i. Segurança estrutural: A passagem de tráfego ferroviário, formado por um grupo regular de eixos, induz vibrações na ponte que podem levar a um fenómeno de ampliação dinâmica ou à fadiga dos materiais.
- ii. Segurança da via: Deformações ou vibrações excessivas da ponte podem provocar a perda de contacto entre a roda e o carril bem como a instabilidade da via, devido a fenómenos de movimentação da camada do balastro;
- iii. Conforto dos passageiros: Acelerações elevadas nas carruagens podem gerar desconforto nos passageiros.

2.4.1 CRITÉRIO RELATIVO À SEGURANÇA ESTRUTURAL (ELU)

A verificação aos Estados Limites Últimos (ELU) de pontes ou viadutos passa por avaliar a necessidade de efetuar uma análise estática ou dinâmica e determinar os efeitos mais desfavoráveis entre ambas. Para efeitos de dimensionamento estrutural e no caso de ser necessária a realização de uma análise dinâmica, são referidos dois processos de modo a obter a situação mais desfavorável:

- cálculo estático do modelo de cálculo LM71 e SW/0 (para estruturas contínuas), multiplicado pelo respetivo fator dinâmico ϕ (definido em 0):

$$\phi \times (LM71 + "SW/0") \quad (2.17)$$

- cálculo dinâmico dos comboios reais de alta velocidade (RT) ou dos modelos de cálculo HSLM ("High Speed Load Model"), aplicados sobre uma via:

$$\left(1 + \phi'_{dyn} + \frac{\phi''}{2}\right) \times \left(\begin{matrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{matrix}\right) \quad (2.18)$$

Na expressão anterior o coeficiente ϕ'_{dyn} representa o fator de amplificação dinâmica, obtido a partir da equação (2.19), em que y_{dyn} representa o valor máximo da resposta dinâmica num determinado local da estrutura e y_{stat} simboliza o valor máximo alcançado da resposta estática.

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (2.19)$$

Por sua vez, o parâmetro φ'' refere-se ao acréscimo da resposta dinâmica provocado pelas irregularidades da via e das rodas dos veículos, abordado no capítulo i e calculado através da equação (2.4).

No caso de não ser necessária a realização de uma análise dinâmica, nomeadamente no caso de a velocidade de circulação ser inferior a 200 km/h e a frequência fundamental estar dentro dos limites expostos na Figura 2.8, a norma EN 1992-1 permite efetuar uma análise estática adotando o fator de amplificação dinâmico $(1+\varphi)$. Esta temática já foi abordada na secção 2.2.2.

2.4.2 CRITÉRIO RELATIVO À ESTABILIDADE DA VIA

A segurança da via e dos próprios utentes está fortemente coligada com o comportamento do tabuleiro. As normas europeias EN1991-2 [24] e EN1990-A2 [25] ajudam a definir um conjunto de verificações que visam garantir a segurança da via e do tráfego. São impostos limites no anexo A2 da norma EN1990 (2005) relativos a:

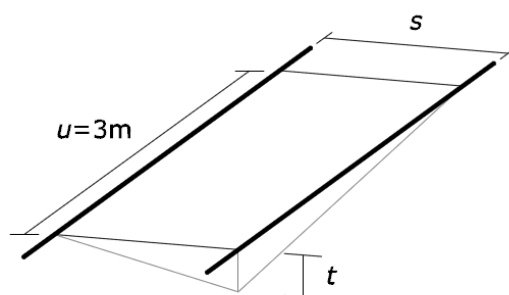
- a) Aceleração vertical do tabuleiro;
- b) Torção do tabuleiro;
- c) Deformação vertical do tabuleiro;
- d) Deformação e vibração transversal do tabuleiro.

No decorrer desta secção será abordada mais detalhadamente a aceleração vertical do tabuleiro.

A segurança de circulação na ferrovia está interligada com o controlo e limitação das deformações registadas no tabuleiro da ponte. Os deslocamentos que ocorrem no tabuleiro podem surgir de várias formas, nas várias direções possíveis e associados aos diferentes elementos que constituem a ferrovia. Estes englobam a torção, a deformação vertical e a deformação e vibração transversal do tabuleiro.

No que à deformação vertical diz respeito, esta deve ser limitada de modo a garantir que os raios de curvatura se mantêm compatíveis com o bom funcionamento do material rolante. O deslocamento vertical do tabuleiro calculado para o modelo de cargas LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicáveis) multiplicado pelo fator α , não deverá exceder $L / 600$ em qualquer ponto da via [30].

A torção do tabuleiro está associada a deslocamentos assimétricos dos dois carris numa via, devendo esta ser evitada de modo a evitar problemas ao nível da distribuição de cargas pelas rodas e assegurar o correto alinhamento da via. Deste modo a norma EN 1990-A2 [25] define, em função da velocidade v , máximos admissíveis para o diferencial entre quatro pontos do mesmo plano definido pelos dois carris da via e está descrito no Quadro 2.6. Este diferencial, designado empenamento t é definido como a variação de u ao longo de três metros e encontra-se esquematizado na Figura 2.23.

Figura 2.23 – Definição do empenamento t do tabuleiro [32]Quadro 2.6 – Valores máximos admissíveis do empenamento do tabuleiro (t) (adaptado de [25])

Velocidade v (Km/h)	t (mm)
$v \leq 120$	$\leq 4,5$
$120 < v \leq 200$	$\leq 3,0$
$v > 200$	$\leq 1,5$

Quando se pretende o valor do empenamento final do tabuleiro, não se deve ignorar o possível empenamento pré-existente da estrutura descarregada, devendo este ser somado ao empenamento gerado pela ação do modelo LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicável) majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ e o fator α , sendo que este valor final de empenamento não deve exceder 7,5 mm.

Os deslocamentos e rotações transversais do tabuleiro afetam a geometria em planta da via, e devem ser limitados de modo a serem comportáveis por esta. A nível regulamentar estes limites são impostos através da limitação do raio de curvatura do tabuleiro R e das rotações nos seus encontros (θ_h). No caso de encontros contínuos, a rotação do tabuleiro é dada pela soma da rotação dos dois vãos ($\theta_{h,1} + \theta_{h,2}$), como é possível observar na Figura 2.24.

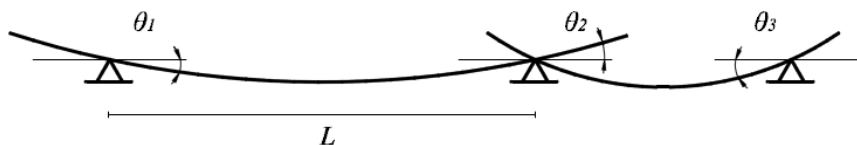


Figura 2.24 – Deslocamento lateral do tabuleiro [32]

Igualmente para o caso da torção do tabuleiro, o valor da deformação lateral deve incluir a deformação da subestrutura. A análise de deformações deve ser feita com a passagem do modelo LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicável), afetado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ e fator α , simultaneamente com a ação do vento lateral e do gradiente térmico entre as laterais do tabuleiro. No Quadro 2.7 estão

dispostos os valores limites para o raio de curvatura lateral e rotação nos encontros, em função da velocidade de circulação v .

Quadro 2.7 – Limites da variação angular e raios mínimos de curvatura (adaptado de [25])

Velocidade v (Km/h)	Rotação Transversal Máxima, θ_h (rad)	Raios mínimos de curvatura R (m)	
		Tramo único	Múltiplos tramos
$v \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0,0020	6000	9500
$v > 200$	0,0015	14000	17500

Quanto à vibração lateral do tabuleiro, de forma a evitar problemas de ressonância lateral dos veículos, a frequência do primeiro modo de vibração lateral deverá manter-se acima de 1.2 Hz.

O nível de acelerações que ocorre no tabuleiro com a passagem de tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 Km/h obriga a que este se deva manter abaixo de certos limites. Estes limites foram inicialmente propostos pela comissão D214 da ERRI e agora incorporados na EN 1990-A2. A imposição de limites está ligada à ocorrência de fenómenos de instabilidade na camada de balastro, associados tanto à perda de resistência lateral da via em vias balastradas como à perda de contacto entre roda-carril por efeito do acréscimo de forças de contacto em vias não balastradas.

As acelerações do tabuleiro (\ddot{u}_z), esquematizadas na Figura 2.25, deverão ser obtidas através de uma análise dinâmica com a utilização dos modelos de carga correspondentes aos comboios reais e aos modelos HLSM e devem estar contidas nos limites apresentados no Quadro 2.8.

Quadro 2.8 – Aceleração vertical limite no tabuleiro da estrutura (adaptado de [25])

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical (m/s^2)
Via balastrada	3,5
Via fixa diretamente ao tabuleiro (não balastrada)	5,0

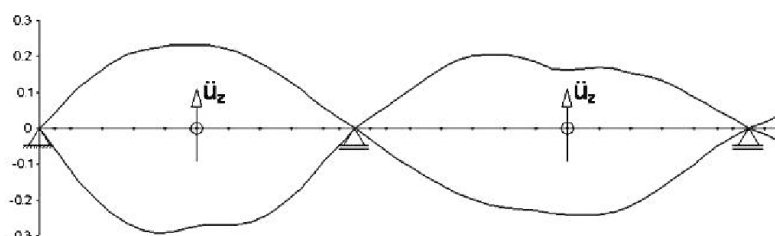


Figura 2.25 – Esquema de acelerações verticais máximas num tabuleiro [32]

Para o cálculo das acelerações e determinação dos seus máximos, deve ser considerada a contribuição de modos com frequências até ao valor máximo de:

- 30 Hz;
- 1,5 vezes a frequência do modo fundamental da estrutura;
- frequência do terceiro modo de vibração do elemento.

De modo a avaliar o comportamento de vias balastradas, foram realizados diversos ensaios no laboratório alemão BAM (Federal Institute for Material Research and Testing) submetendo uma via balastrada a diversas acelerações numa gama de frequências entre os 2 e os 20 Hz. Os resultados dos ensaios realizados permitiram determinar uma função de transferência definida como a relação entre o nível de aceleração na zona inferior das travessas ($a_{v,t}$) e a aceleração medida na base da camada de balastro ($a_{v,b}$), em função da excitação (f) e da aceleração vertical do tabuleiro ($a = a_{v,b}$), representados na Figura 2.26.

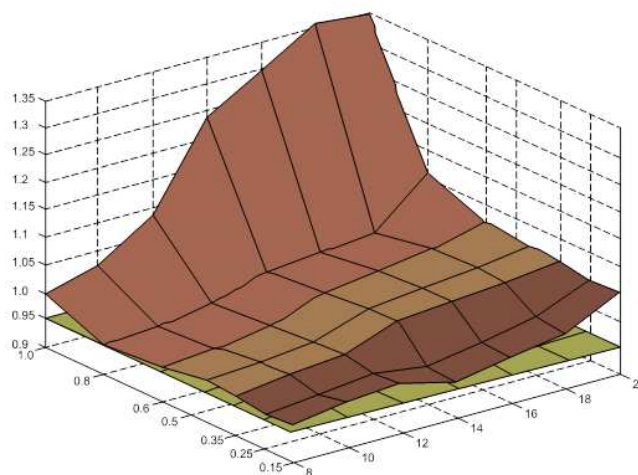


Figura 2.26 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) [30]

A função de transferência do balastro anteriormente ilustrada permite averiguar que os fenómenos de instabilidade da camada de balastro, caracterizados por uma diminuição das forças atríticas entre as partículas de balastro e entre a camada de balastro e as travessas, se tornam evidentes para níveis de aceleração entre os 0,7g e os 0,8g. Repare-se que a função é determinada para frequências até os 20Hz, mas não é observável um padrão de comportamento de diminuição da mesma. Neste sentido, delimitou-se que a avaliação da instabilidade do balastro se deveria processar segundo uma gama de frequências superior, tendo sido proposto o valor de 30 Hz como limite máximo da frequência de excitação.

Contudo, o limite regulamentar definido não é completamente aceite, desenvolvendo-se recentemente pesquisas por Baeßler e Zacher [33] baseadas em observações do comportamento *in situ* do balastro, em ensaios experimentais e em análises numéricas complexas, de modo a definir o referido limite regulamentar de forma mais adequada ao nível dos estados limite para a segurança da via.

As investigações elaboradas pelos autores na avaliação do comportamento da camada do balastro têm sido efetuadas para frequências de excitação superiores, nomeadamente até aos 60 Hz e níveis de aceleração até 1g, ilustrado na Figura 2.27.

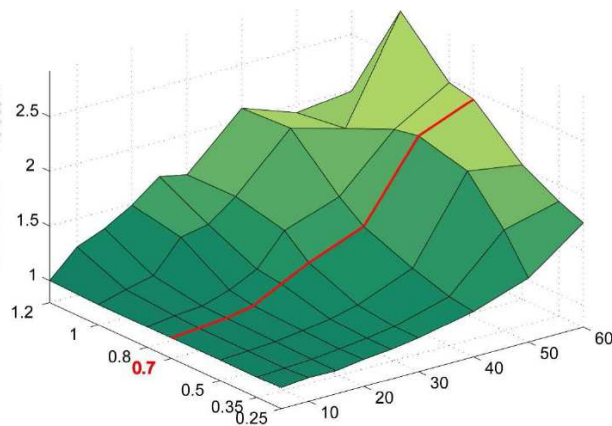


Figura 2.27 – Função de transferência do balastro, de acordo com a frequência de excitação (f) e a aceleração (a) (adaptado de [30])

Uma análise da Figura permite concluir que os resultados são análogos aos obtidos nos primeiros ensaios, tanto para a evolução da função até frequências de excitação na ordem dos 20Hz como também para o valor das acelerações em que se verifica a instabilidade da camada de balastro. Este estudo permitiu também observar uma tendência de crescimento até frequências de 60 Hz.

Atendendo ao que foi exposto anteriormente, pode concluir-se que o critério regulamentar vigente é bastante conservador, na medida em que os limites impostos são afetados de um fator de segurança de 2,0 e os valores da aceleração determinados numericamente são, regra geral, superiores aos reais. Assim sendo, as recomendações que resultam das investigações realizadas apontam para uma alteração da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo dos seguintes valores:

- i. 60 Hz;
- ii. frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego.

Por outro lado, os limites de aceleração estabelecidos pela norma EN1991-2 [24] têm-se destacado como uma das causas de sobredimensionamento das estruturas. Do mesmo modo, observando o que está regulamentado facilmente se conclui que basta ultrapassar uma vez a aceleração máxima na base da camada de balastro para se considerar que a estrutura não cumpre o critério de segurança. Com vista a alterar esta situação, ao limite de aceleração máxima é preciso adicionar a consideração do número de ciclos de vibrações elevadas, cuja determinação é feita analisando o deslocamento lateral que conduz à perda da resistência lateral da via. Os cálculos realizados neste sentido permitiram chegar a um valor máximo de 10 ciclos de vibrações elevadas [21].

Tendo em consideração as recomendações complementares ao regulamento, as acelerações permitidas no tabuleiro da estrutura podem ser avaliadas segundo dois critérios que se completam:

- i. Especificações regulamentares descritas no Quadro 2.8;

- ii. Excepcionalmente, permite-se que o valor regulamentar atual seja excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo, neste caso, a aceleração vertical ultrapassar os limites de aceleração expostos no Quadro 2.9.

Quadro 2.9 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura (adaptado de [25])

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical (m/s^2)
Via balastrada	5,5
Via não balastrada	7,5

2.4.3 CONFORTO DOS PASSAGEIROS

A avaliação do conforto dos passageiros depende do grau das acelerações a que o interior da carruagem está sujeito aquando da passagem do veículo sobre a ponte. De modo a garantir que o conforto dos passageiros seja garantido a EN1990-AnnexA2 [25] fornece valores indicativos para as acelerações verticais máximas a que a carruagem poderá estar sujeita (b_v). Estes valores encontram-se descritos no Quadro 2.10.

Quadro 2.10 – Níveis de conforto recomendados (adaptado de [25])

Nível de conforto	Valor máximo admissível da aceleração vertical b_v no interior das carruagens (m/s^2)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

A norma propõe que a verificação do conforto dos passageiros pode ser feita com base num conceito de limitação da flecha vertical (δ) para o caso de pontes com vãos simplesmente apoiados, ou com continuidade, cujos tramos apresentem comprimento inferior a 120 metros e que não tenham variações significativas de rigidez. Tendo por base o vão da estrutura L , a velocidade de circulação do veículo v , o número de vãos e a configuração da ponte pode-se calcular o valor limite da flecha. O gráfico fornecido na EN1990-AnnexA2 [25], e representado na Figura 2.28, permite então limitar a relação (L/δ) e, conseqüentemente, o deslocamento vertical do tabuleiro (δ) sob a passagem do modelo LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicável), majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ , e com o fator α igual à unidade. No caso de tabuleiros constituídos por múltiplas vias, o modelo LM71 só deve ser aplicado em uma das vias.

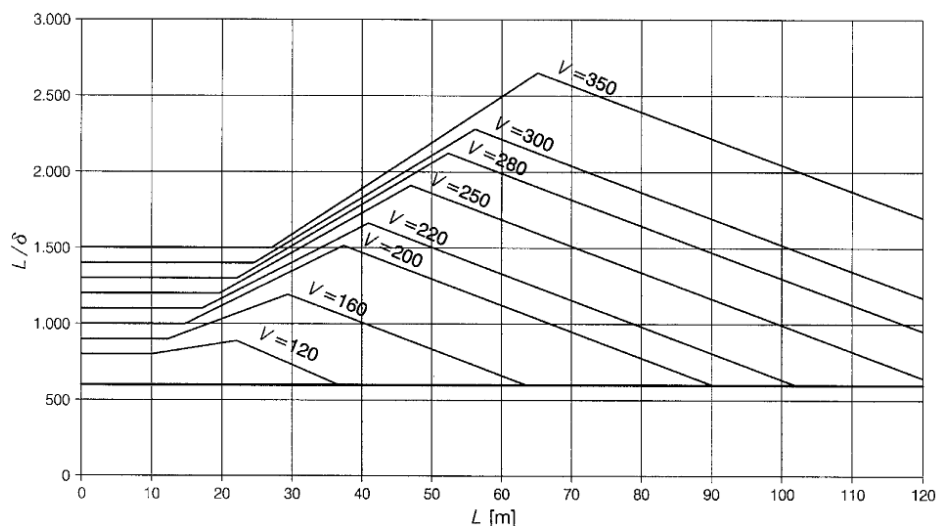


Figura 2.28 – Deflexão vertical máxima em pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, em função da velocidade [25]

O gráfico apresentado na Figura anterior está construído para pontes constituídas pela sucessão de três ou mais vãos simplesmente apoiados e para o nível de conforto “Muito Bom” ($b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$), pelo que, para outros níveis de conforto, os valores limite da relação (L/δ) deverão ser divididos pelo correspondente (b_v). Do mesmo modo, para tabuleiros com menor número de vãos e tabuleiros contínuos com três ou mais tramos, os valores limite deverão ser multiplicados por 0,7 ou 0,9 respetivamente.

3

ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

3.1 INTRODUÇÃO

Os efeitos provocados pela passagem do tráfego ferroviário numa ponte dependem significativamente da velocidade de circulação dos veículos. Num caso em que o comboio circule a velocidades baixas, os efeitos dinâmicos variam com o tempo, mas são praticamente equivalentes aos efeitos estáticos que correspondem à soma dos efeitos de cada comboio na sua posição. Com o aumento da velocidade a que transitam, existe também um aumento dos esforços na ponte, sendo que o efeito provocado é superior ao obtido com a aplicação de cargas de forma estática. Este aumento é ainda mais pronunciado nas vias de alta velocidade, essencialmente devido aos fenómenos de ressonância que tendem a ocorrer.

A abordagem dos efeitos dinâmicos provocados pela passagem de um comboio numa ponte apresenta um elevado grau de complexidade uma vez que uma das estruturas, o comboio, move-se em relação à outra, a ponte [28]. Para analisar este fenómeno é possível utilizar as seguintes metodologias:

- metodologias analíticas;
- metodologias simplificadas;
- metodologias empíricas;
- metodologias numéricas.

Os métodos analíticos permitem uma boa compreensão dos princípios básicos que regem a resposta dinâmica do sistema. Fryba [34], por exemplo, analisou vários problemas clássicos relacionados com a passagem de uma carga móvel, ou de uma série de cargas móveis, sobre diversos tipos de sólidos e estruturas. No caso de sistemas com poucos graus de liberdade é possível obter a solução exata recorrendo a métodos analíticos. No entanto, a utilização desta metodologia torna-se demasiado complexa ou mesmo impraticável para sistemas com vários graus de liberdade, com comportamento não linear, com amortecimento complexo, ou sujeitos a solicitações que não podem ser caracterizadas por intermédio de funções analíticas.

Por sua vez, as metodologias simplificadas desenvolvem respostas com base em séries harmónicas e não exigem análises complexas por métodos numéricos ou analíticos. Estas metodologias baseiam-se nestes últimos, mas são somente aplicáveis em casos de vigas simplesmente apoiadas e em que o primeiro modo de vibração vertical é suficiente para caracterizar a resposta dinâmica. Ribeiro [23] apresenta na sua tese os dois principais métodos de análise simplificada: o método DER (*Decomposição da Excitação de Ressonância*) e o método LIR (*Linha de Influência Residual*).

Relativamente às metodologias empíricas, estas pretendem estimar resultados durante o estudo de uma ponte, através de extrapolações provenientes de resultados de campanhas de medições realizadas em pontes existentes e sujeitas à passagem de tráfego ferroviário. Esta metodologia tem a desvantagem de apenas ser aplicável a pontes com características similares às usadas nas medições, bem como para comboios do mesmo tipo.

Por fim, as metodologias de integração numérica que, mediante uma discretização temporal, verificam a equação de equilíbrio dinâmico para sucessivos instantes de tempo, permitem analisar o comportamento dinâmico de estruturas com elevado grau de complexidade, usando, por exemplo, Método dos Elementos Finitos (MEF). Estas não apresentam as desvantagens descritas para os métodos analíticos, contudo, exibem também, em soluções complexas, tempos de cálculo elevados devido ao número de análises dinâmicas que, em geral, é necessário efetuar, limitando por vezes a análise de soluções estruturais alternativas e consequentemente a otimização do dimensionamento. No entanto, com o aumento da capacidade de processamento dos computadores, esses tempos tendem a diminuir.

A análise dinâmica pode recorrer a modelos mais simplificados, que não considerem a interação comboio-ponte, em que as ações verticais derivadas do tráfego ferroviário ficam definidas por um conjunto de cargas móveis constantes. A grande vantagem deste tipo de modelo é o tempo computacional ser significativamente inferior ao necessário para efetuar uma análise dinâmica com interação ponte-comboio, o que permite que este seja facilmente executado num programa de cálculo comercial. A consideração da interação entre o comboio e a estrutura envolve uma maior complexidade e dificuldade de aplicação pois envolve a modelação do próprio comboio, o conhecimento de parâmetros adequados dos veículos e a modelação da interação entre as duas estruturas.

No entanto, a utilização de um modelo com interação ponte-comboio, ao contrário do modelo de cargas móveis, permite avaliar as acelerações sentidas no interior das carruagens, indispensáveis para averiguar o conforto dos passageiros, ou ter em consideração no cálculo as irregularidades da via. Existem ainda situações particulares, como a passagem da zona em aterro para a ponte, em que o seu efeito só é avaliado considerando interação.

O MEF, como foi referido anteriormente é um método muito utilizado na resolução de problemas numéricos. Este corresponde a uma metodologia de discretização espacial, utilizada por forma a simplificar um problema que na realidade é contínuo, como é o caso das estruturas correntes de Engenharia Civil. Diversos programas comerciais utilizados para executar as análises dinâmicas têm por base o MEF.

Na secção 3.2.1 apresenta-se a formulação da equação de equilíbrio dinâmico e os métodos existentes para a sua resolução e na secção 0 abordam-se alguns métodos de análise dinâmica sem e com interação ponte-comboio. Destacam-se duas metodologias no cálculo dinâmico com interação ponte-comboio: a primeira é baseada num cálculo iterativo do sistema, presente no artigo em [35] e na tese de Calçada [28], sendo que a segunda metodologia consiste num método direto que conduz à obtenção de resultados de forma mais eficaz.

3.2 ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

3.2.1 FORMULAÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação de equilíbrio dinâmico de um sistema serve de base às análises dinâmicas e traduz o equilíbrio de todas as forças do sistema. O equilíbrio das forças é dado pela igualdade entre as forças

externas e as forças internas para um determinado instante de tempo. Existem três tipos de forças internas: forças de inércia $\underline{F}_i(t)$, forças de amortecimento $\underline{F}_a(t)$ e forças elásticas $\underline{F}_e(t)$. As forças exteriores são expressas por $\underline{F}(t)$. A equação de equilíbrio para um dado instante de tempo é dada por:

$$\underline{F}_i(t) + \underline{F}_a(t) + \underline{F}_e(t) = \underline{F}(t) \quad (3.1)$$

As forças referidas estão relacionadas com os vetores de deslocamentos (\underline{u}), velocidades ($\dot{\underline{u}}$) e acelerações ($\ddot{\underline{u}}$) de acordo com as expressões:

$$\underline{F}_i(t) = \underline{M} \ddot{\underline{u}} \quad (3.2)$$

$$\underline{F}_a(t) = \underline{C} \dot{\underline{u}} \quad (3.3)$$

$$\underline{F}_e(t) = \underline{K} \underline{u} \quad (3.4)$$

sendo \underline{M} a matriz de massa, \underline{C} a matriz de amortecimento e \underline{K} a matriz de rigidez. Todas as matrizes são quadradas e têm todas a mesma dimensão ($N \times N$), onde N corresponde ao número de graus de liberdade do sistema. As matrizes globais são obtidas a partir da assemblagem das diversas matrizes de cada elemento. Deste modo, a equação de equilíbrio dinâmico (3.1) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C} \dot{\underline{u}}(t) + \underline{K} \underline{u}(t) = \underline{F}(t) \quad (3.5)$$

3.2.2 AMORTECIMENTO

Nas estruturas correntes de engenharia civil, os mecanismos que contribuem para o amortecimento de vibrações são de natureza diversa [36], tornando difícil quantificar os coeficientes que compõem a matriz de amortecimento, tendo por base as dimensões dos elementos estruturais e o valor do coeficiente de amortecimento dos seus materiais. Por este motivo, é que usualmente se define a matriz de amortecimento com base em valores regulamentares ou estimados a partir de ensaios experimentais realizados em estruturas semelhantes. O método da sobreposição modal permite atribuir amortecimentos diferentes a cada modo, devido às equações linearmente independentes, o que se revela muito útil nos casos em que se pretende calibrar o amortecimento com dados experimentais. Nos métodos de integração direta uma forma simples de determinar a matriz global de amortecimento é considerando-a proporcional à matriz global de massa ou à matriz global de rigidez [37]

No caso de se considerar o amortecimento proporcional à massa tem-se:

$$\underline{C} = a_0 \underline{M} \quad (3.6)$$

Efetuada uma transformação modal na equação (3.6):

$$C_n = a_0 M_n \quad (3.7)$$

onde C_n e M_n correspondem à matriz global de amortecimento e à matriz global de massa do n-ésimo modo de vibração, respetivamente. Deste modo, o coeficiente de amortecimento modal é obtido como:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2 \omega_n} \quad (3.8)$$

sendo ω_n a frequência angular correspondente ao n-ésimo modo de vibração e ξ_n o respetivo coeficiente de amortecimento. Neste caso o coeficiente de amortecimento é inversamente proporcional à frequência angular (Figura 3.1).

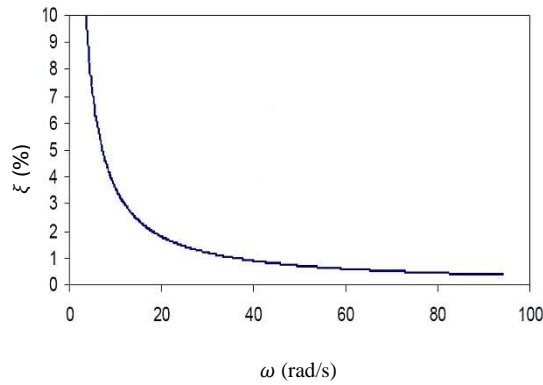


Figura 3.1 – Amortecimento proporcional à massa

De modo semelhante, no caso de se considerar o amortecimento proporcional à rigidez tem-se:

$$C = a_1 K \quad (3.9)$$

Efetuada uma transformação modal na equação (3.9):

$$C_n = a_1 K_n \quad (3.10)$$

em que K_n corresponde à matriz global de rigidez do n-ésimo modo de vibração, e que pode ser obtida por:

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (3.11)$$

Substituindo a equação (3.11) na equação (3.10) obtêm-se:

$$\underline{C}_n = a_1 \omega_n^2 \underline{M}_n \quad (3.12)$$

Deste modo, o coeficiente de amortecimento modal é obtido como:

$$\xi_n = \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (3.13)$$

sendo linearmente proporcional à frequência angular, como se ilustra na Figura 3.2.

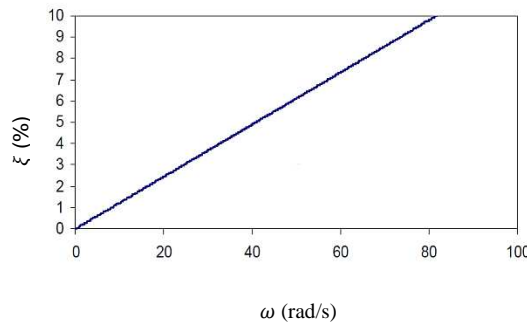


Figura 3.2 – Amortecimento proporcional à rigidez

Nenhum dos cenários é realista ou traduz o comportamento de estruturas correntes, onde o intervalo referente aos modos de vibração mais significativos apresenta coeficientes de amortecimento semelhantes. Deste modo, a formulação de Rayleigh elimina esta limitação, pois considera a matriz de amortecimento proporcional à combinação entre a matriz de massa global e a matriz de rigidez global, que se traduz na soma da equação (3.6) e (3.9):

$$\underline{C} = a_0 \underline{M} + a_1 \underline{K} \quad (3.14)$$

De forma análoga aos passos que foram seguidos para ambos os casos apresentados anteriormente, chega-se à equação do coeficiente de amortecimento:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2 \omega_n} + \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (3.15)$$

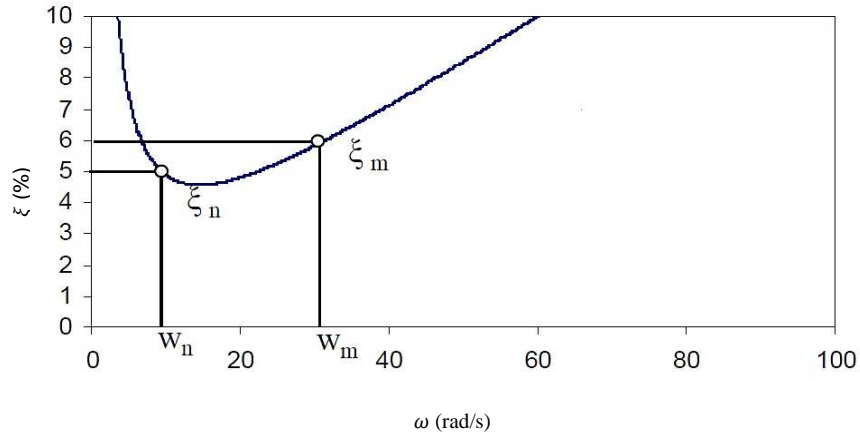


Figura 3.3 – Evolução do coeficiente de amortecimento em relação à frequência angular

Os coeficientes a_0 e a_1 obtêm-se impondo os coeficientes de amortecimento ξ a dois modos com frequências ω_n e ω_m devidamente escolhidas:

As considerações anteriores resultam no seguinte sistema de equações:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2 \omega_n \omega_m}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_m & -\omega_n \\ -\frac{1}{\omega_m} & \frac{1}{\omega_n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_n \\ \xi_m \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

Conforme se observa na Figura 3.3, o coeficiente ξ cresce fora do intervalo entre as frequências $[\omega_n, \omega_m]$.

3.2.3 MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

O método da sobreposição modal permite resolver a equação de equilíbrio dinâmico, através de uma mudança de coordenadas do sistema de equações (3.5), denominada transformação modal, onde os deslocamentos da estrutura passam a ser definidos no espaço modal através da seguinte equação [37]:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n y_n(t) \quad (3.17)$$

em que ϕ_n são os modos de vibração e y_n as coordenadas modais. Procede-se do mesmo modo para determinar as acelerações (\ddot{u}) e velocidades (\dot{u}):

$$\ddot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \ddot{y}_n(t) \quad (3.18)$$

$$\dot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \dot{y}_n(t) \quad (3.19)$$

Devido às condições de ortogonalidade dos respetivos modos em relação às matrizes de massa e rigidez, é possível proceder ao desacoplamento das equações diferenciais associadas a cada um dos modos de vibração, criando um sistema de equações linearmente independentes. Deste modo, a resposta dinâmica pode ser determinada resolvendo separadamente cada uma destas equações e efetuando posteriormente a combinação dos efeitos e a sua sobreposição para obter a resposta dinâmica total da estrutura.

Os modos de vibração naturais de uma estrutura correspondem a diferentes frequências naturais da mesma. Considerando dois modos (n e r) e desenvolvendo o Teorema de *Betti* chega-se às equações que descrevem as condições de ortogonalidade dos modos de vibração relativamente à matriz de massa e rigidez [36]:

$$(w_n^2 - w_r^2) \underline{\phi}_n^T \underline{M} \underline{\phi}_r = 0 \quad (3.20)$$

Assim se $w_n^2 \neq w_r^2$ e $n \neq r$:

$$\underline{\phi}_n^T \underline{M} \underline{\phi}_r = 0 \quad (3.21)$$

$$\underline{\phi}_n^T \underline{K} \underline{\phi}_r = 0 \quad (3.22)$$

As equações de equilíbrio expostas em (3.5) são transformadas em equações de equilíbrio dinâmico linearmente independentes, ou seja, uma equação de equilíbrio dinâmico por modo. Assim sendo, a equação referente ao modo de vibração n é dada por:

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (3.23)$$

onde M_n representa a massa modal, C_n o amortecimento modal, K_n a rigidez modal e F_n a força modal. Devido às condições de ortogonalidade dos modos de vibração obtém-se:

$$M_n = \phi_n^T M \phi_n \quad (3.24)$$

$$C_n = \phi_n^T C \phi_n \quad (3.25)$$

$$K_n = \phi_n^T K \phi_n \quad (3.26)$$

$$F_n = \phi_n^T F(t) \quad (3.27)$$

Resolvendo as equações de equilíbrio determinam-se todas as coordenadas modais (y_n) e sobrepondo os efeitos dos modos intervenientes na resposta calcula-se o vetor dos deslocamentos finais de cada grau de liberdade (u).

3.2.4 INTEGRAÇÃO DIRETA PELO MÉTODO DE NEWMARK

Nos métodos de integração direta, a análise é feita passo a passo, através de um incremento de tempo Δt , permitindo facilmente a introdução de não-linearidades. A grande desvantagem está no elevado esforço computacional necessário para resolver o sistema de equações [38].

Nos métodos de integração direta não é efetuada qualquer transformação do sistema de equações que implique uma mudança de base antes de se proceder à sua integração numérica, ao contrário do que é realizado no método da sobreposição modal.

Segundo Hughes [39], para um método de integração direta ser competitivo deverá apresentar as seguintes características:

- i. ser incondicionalmente estável quando aplicado a problemas lineares;
- ii. em cada instante de integração, necessitar de resolver apenas um conjunto de equações implícitas;
- iii. ter precisão de segunda ordem;
- iv. dispor da capacidade de controlo da dissipação algorítmica nos modos de vibração com frequências elevadas de modo a eliminar as participações espúrias; a norma EN 1990-A2 [25] refere para o cálculo das acelerações verticais do tabuleiro a consideração de modos até aos 30 Hz, no entanto a integração direta considera todos os modos de vibração;

O método de Newmark é um método implícito e baseia-se na integração das equações de movimento no tempo através das seguintes expressões:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(t) dt \quad (3.28)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(t) dt \quad (3.29)$$

Os integrais expressos nas equações (3.28) e (3.29) são calculados mediante a introdução dos parâmetros β e γ que controlam a estabilidade e precisão da integração máxima das seguintes equações:

$$\ddot{u}(t + \Delta t) = \ddot{u}(t) + [(1 - \gamma)\Delta t] \times \ddot{u}(t) + \gamma\Delta t \times \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (3.30)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \times \dot{u}(t) + [(1/2 - \beta)\Delta t^2] \times \ddot{u}(t) + [\beta\Delta t^2] \times \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (3.31)$$

Analisando as equações (3.30) e (3.31) constata-se que o fator γ confere uma variação linear ao contributo da aceleração para a alteração da velocidade, enquanto que o fator β tem o mesmo efeito na alteração do deslocamento. Com efeito, de acordo com Hughes [39] β e γ podem ser definidos do seguinte modo:

$$\gamma \geq 1/2 \quad (3.32)$$

$$\beta = (\gamma + 1/2)^2/4 \quad (3.33)$$

sendo que, para $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$ o método é incondicionalmente estável e exhibe precisão de 2ª ordem.

Para garantir uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que geralmente são os que mais contribuem para a resposta, é importante fixar um adequado incremento de tempo (Δt). A fixação deste valor deve cumprir o menor dos critérios expressos nas equações (3.34) e (3.35) descritos em ERRI D214/RP 9 [27]:

$$\Delta t = \frac{1}{8f_{m\acute{a}x}} \quad (3.34)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4nv_{m\acute{a}x}} \quad (3.35)$$

onde $f_{m\acute{a}x}$ é a frequência de vibração mais alta que se pretende considerar na resposta, L simboliza o comprimento do vão em análise, n o número de modos de vibração que se pretende incluir na resposta e $v_{m\acute{a}x}$ a velocidade máxima do comboio.

De facto, o primeiro critério visa assegurar que o ciclo do movimento sinusoidal de maior frequência seja representado pelo menos com oito pontos. Em acréscimo, o segundo critério procura garantir que o incremento de tempo (Δt) escolhido consiga caracterizar com precisão suficiente a excitação. Assim, com base neste último critério, o tempo de atuação de uma dada carga que se desloca à velocidade $v_{m\acute{a}x}$ sobre a estrutura, dado por $L/v_{m\acute{a}x}$, é discretizado em $4n$ intervalos.

Análises comparativas das respostas de uma ponte para vários intervalos de tempo levaram Ribeiro [23] a concluir que para se alcançar uma descrição mais adequada dos campos de acelerações na ponte seria mais correto obter o incremento de tempo (Δt) de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{m\acute{a}x}} \quad (3.36)$$

3.3 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA COMBOIO-PONTE

Para analisar a resposta dinâmica de uma ponte sujeita à circulação de tráfego ferroviário é possível modelar-se o comboio como um conjunto de cargas móveis, não considerando deste modo a interação entre as duas estruturas ou recorrer a métodos que considerem os dois subsistemas e a interação entre eles. Nesta secção é abordada a metodologia de cargas móveis, bem como os métodos direto e iterativo de análise da interação ponte-comboio.

3.3.1 METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS

Uma forma mais simples de analisar a resposta dinâmica de uma ponte sob a circulação de tráfego ferroviário consiste na consideração de cargas móveis a simular a passagem do comboio. As grandes vantagens deste método são: não ser necessária a modelação do comboio, o que permite uma redução dos tempos de modelação e dos tempos de cálculo e a sua fácil aplicação em programas comerciais.

Contudo, a consideração do modelo sem interação ponte-estrutura, ainda que aceitável, pode levar, em muitos casos, ao sobredimensionamento da ponte, nomeadamente para pontes de pequeno vão. É de referir o facto de que este despreza a massa do comboio, que quando interage com a ponte, leva também a alterações das frequências de vibração desta, e a um amortecimento da resposta. Além disso todo o sistema de suspensão do comboio leva também a flutuações do carregamento e a alterações na resposta da ponte. Outra desvantagem corresponde à impossibilidade de avaliar as acelerações no interior do comboio, para obter de forma mais precisa o nível de conforto dos passageiros.

A metodologia de utilização de cargas móveis consiste na aplicação de um conjunto de forças verticais constantes sobre os carris, simulando assim as cargas por eixo do comboio. A consideração das cargas móveis no problema dinâmico é realizada através da definição de funções de carga temporais nos nós pertencentes ao percurso de cargas, sendo para cada instante de tempo iguais às forças nodais equivalentes às cargas móveis.

De modo a obter as funções de carga temporais deve-se começar por definir os nós que constituem o percurso das cargas móveis. Em seguida, é possível determinar a posição da carga r , no instante de tempo t através da equação (3.37):

$$x_r(t) = x_{r, inicial} + v \cdot t \quad (3.37)$$

onde $x_{r, inicial}$ representa a posição inicial do eixo r do comboio e é dada por:

$$x_{r, inicial} = x_{inicial} - d_r \quad (3.38)$$

em que d_r representa a distância entre o eixo r e o primeiro eixo do comboio cuja posição é $x_{inicial}$.

Após a identificação das posições das cargas do comboio é necessário transformá-las em forças nodais equivalentes para cada instante de tempo. Neste sentido, as referidas forças são calculadas por intermédio da função de forma (3.39) representada na Figura 3.4.

$$N_{r,k}(t) = \begin{cases} \frac{x_r - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, & \text{para } x_{k-1} \leq x_r(t) \leq x_k \\ \frac{x_{k+1} - x_r}{x_{k+1} - x_k}, & \text{para } x_k \leq x_r(t) \leq x_{k+1} \\ 0, & \text{para } x_r(t) \notin [x_{k-1}, x_{k+1}] \end{cases} \quad (3.39)$$

onde x_r é a coordenada longitudinal do eixo do comboio, x_k corresponde ao nó k em análise e x_{k-1} e x_{k+1} representam os nós anterior e seguinte, respetivamente.

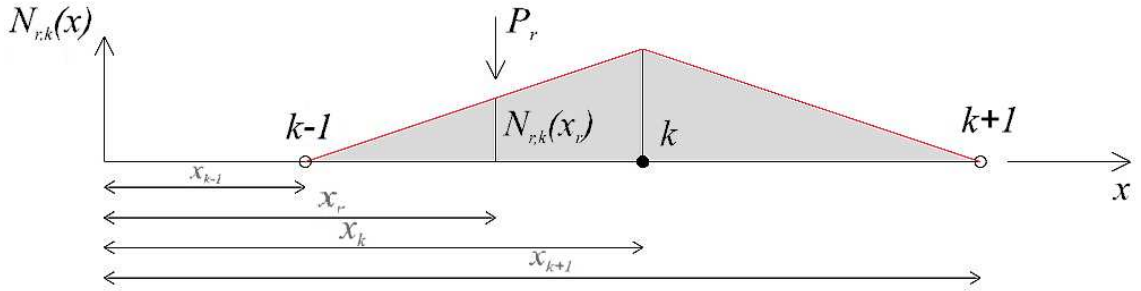


Figura 3.4 – Variação da força nodal no nó k devida à passagem de uma carga rolante admitindo uma função de forma linear (adaptado de [21])

Ao conhecer as forças nodais equivalentes, é possível calcular para cada nó, num dado instante de tempo, a força devida a cada um dos eixos através da equação (3.40).

$$f_k(t) = \sum_{r=1}^R N_{r,k}(t) P_r \quad (3.40)$$

onde R é o número de eixos e P_r a carga exercida por eixo r .

No caso do modelo do veículo ser tridimensional, consideram-se as cargas por roda ao invés das cargas por eixo.

Apesar de esta metodologia não ser utilizada no âmbito da presente dissertação, é importante compreender os seus conceitos para posteriormente se abordar metodologias mais complexas com interação comboio-ponte.

3.3.2 ANÁLISE DINÂMICA CONSIDERANDO A INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A consideração da interação ponte-comboio permite determinar de forma mais rigorosa a resposta de ambos os sistemas estruturais. Além dos efeitos de inércia e amortecimento do tabuleiro, são considerados os efeitos de inércia e amortecimento do veículo, o que faz com que as cargas por eixo não sejam constantes, como é idealizado num modelo de cargas móveis. Outra vantagem desta metodologia em comparação com a de cargas móveis, referida na secção 3.3.1, é a possibilidade de

avaliar as acelerações no interior das carruagens, de modo a ser possível avaliar-se o nível de conforto a que os passageiros estão sujeitos.

Os modelos que consideram a interação veículo-estrutura podem ir de modelos mais simples, como os que consideram massas móveis, até modelos mais detalhados que incorporam todo o sistema do veículo. A escolha do modelo a utilizar e o seu rigor deve ter em consideração o tipo de análise e resultados pretendidos.

Um modelo mais simples é o modelo de massas móveis, que se baseou numa sugestão apresentada por Jeffcott [40] em 1929, representado na Figura 3.5, e que embora permita considerar os efeitos de inércia do veículo, não tem em conta os efeitos da suspensão do mesmo. Portanto a sua aplicação restringe-se a modelos mais simples em que a influência do veículo na resposta final é relativamente baixa quando comparada com a da estrutura, visto que não origina resultados realistas.

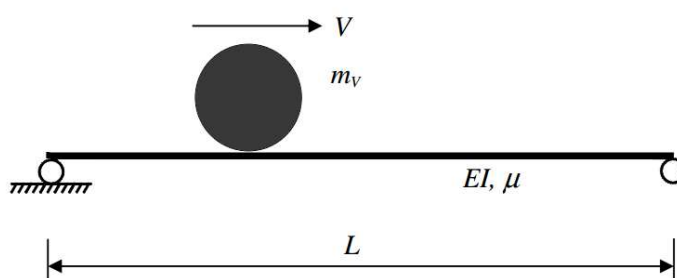


Figura 3.5 – Movimento de uma massa ao longo de uma estrutura (adaptado de [40])

De forma a obter resultados mais próximos da realidade, torna-se necessária a utilização de modelos mais completos que envolvam uma modelação mais pormenorizada do veículo. A modelação de um comboio obriga ao conhecimento dos principais elementos e respetivas características mecânicas que o definem (Figura 3.6). Neste sentido, são definidos de seguida os principais constituintes do veículo em estudo:

- Carruagem: simulada como um corpo rígido de massa M_c e inércia à rotação J_c ;
- Suspensão secundária: garante a ligação entre a carruagem e os *bogies*, sendo simulada através de conjuntos mola-amortecedor de rigidez K_s e amortecimento C_s ;
- *Bogie*: simulado como um corpo rígido de massa M_b e inércia à rotação J_b ;
- Roda: simulada por intermédio de uma massa concentrada M_r ;
- Suspensão primária: proporciona a ligação entre os *bogies* e as rodas, sendo simulada com recurso a conjuntos mola-amortecedor de rigidez K_p e amortecimento C_p .

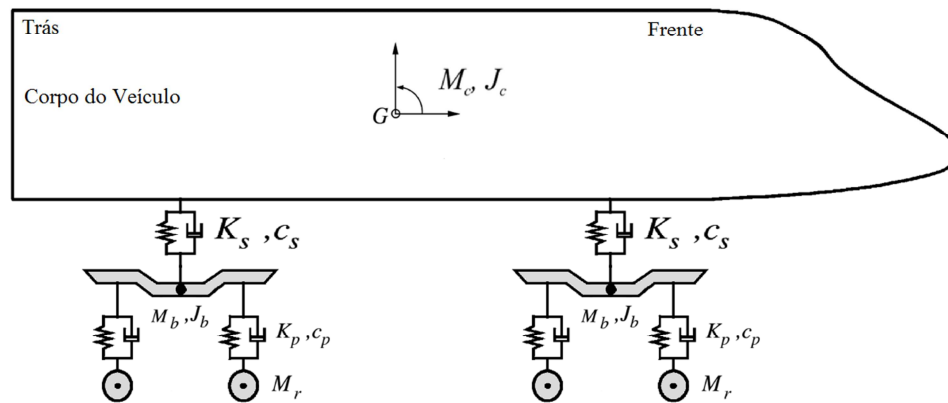


Figura 3.6 – Modelo de comboio para análises com interação ponte-comboio (adaptado de [41])

O nível de pormenorização do modelo do comboio vai depender da informação disponível acerca deste. Nos casos em que exista, pode-se construir modelos mais complexos em elementos finitos de casca que compõem a estrutura da caixa do comboio e que traduzem um comportamento mais próximo do real [42]. Permite também a modelação mais cuidada das ligações entre carruagens e da própria estrutura do *bogie*, visto que este último tem um papel importante na análise com interação por ser o elemento de ligação do comboio à via.

3.3.2.1 Método iterativo

Neste método, é considerado um contacto ponto-linha para simular a ligação da roda ao carril. São apenas consideradas as forças de contacto verticais e assumem-se que as rodas do veículo estão sempre em contacto com a via [35]. A modelação tanto da ponte como do comboio e a verificação das equações de equilíbrio dinâmico de ambos é efetuada de forma independente. No entanto o cálculo das duas estruturas é realizado em simultâneo de forma a que, através de um processo iterativo, se compatibilizem os deslocamentos da ponte e do comboio. A Figura 3.7 ilustra a compatibilização entre os dois subsistemas efetuada no método iterativo.

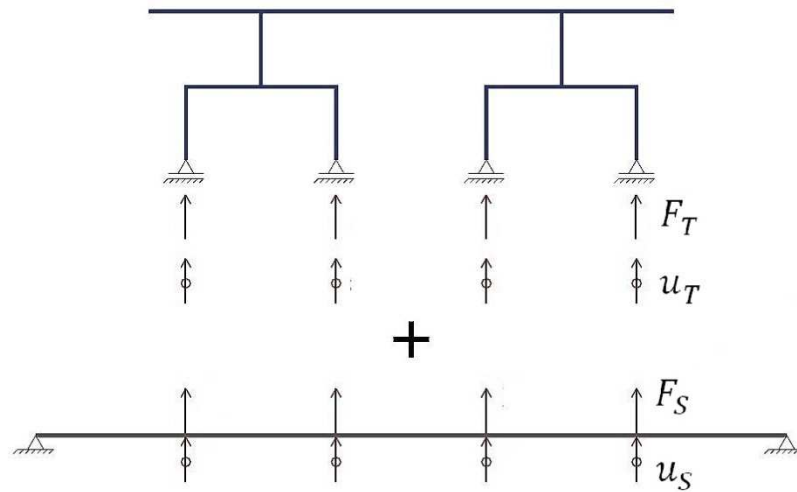


Figura 3.7 – Subsistemas independentes: estrutura e veículo (adaptado de [43]).

Na Figura, \underline{F}_T representa as reações nos graus de liberdade dos pontos de contacto, \underline{u}_T os respetivos deslocamentos nodais nesses mesmos pontos, \underline{F}_S as forças de interação que atuam na estrutura e \underline{u}_S os deslocamentos nos pontos da estrutura onde atuam as forças de interação, segundo as respetivas direções.

Os pontos da estrutura onde atuam as forças de interação não são pontos nodais do sistema mas sim pontos no interior dos elementos finitos que constituem a estrutura. Os graus de liberdade associados a esses pontos não pertencem à equação de equilíbrio dinâmico do sistema, sendo que, os deslocamentos de cada ponto de contacto, segundo os graus de liberdade com interação (\underline{F}_S), são obtidos por intermédio das funções de forma e deslocamentos nodais de cada elemento finito que contém os pontos de contacto [43].

De seguida é apresentado, na forma matricial, o sistema de equações de equilíbrio dinâmica dos dois subsistemas separados, utilizando as letras t e s para se fazer referência ao comboio e à ponte respetivamente:

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ 0 & M_T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_S \\ \ddot{u}_T \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_S \\ \dot{u}_T \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & 0 \\ 0 & K_T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_S \\ u_T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_T \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

O processo iterativo associado a esta metodologia tem como objetivo compatibilizar os deslocamentos e forças de contacto dos dois subsistemas em cada instante de tempo. Deste modo, são descritos os vários passos associados a cada iteração a percorrer para a obtenção do equilíbrio global, sendo o instante corrente definido pela letra c e o instante anterior pela letra p :

- i. Para cada instante de tempo t são aplicadas as cargas rolantes na ponte, que correspondem aos eixos dos comboios. A determinação do valor dessas cargas ($F_S(t)$) é descrita na equação (3.42) pela soma de duas parcelas: a primeira refere-se à componente estática da força de interação, sendo esta constante no tempo (F_{sta}), e a segunda parcela diz respeito à componente dinâmica resultante da interação veículo-estrutura ($F_{dyn}^p(t)$). Salienta-se que esta parcela no

instante inicial considera-se nula. Da resolução do sistema de equações relativas à ponte retiram-se os respetivos deslocamentos nodais ($u_S^c(t)$);


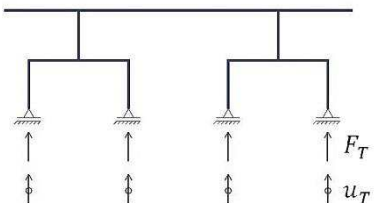
$$F_S(t) = F_{sta} + F_{dyn}^p(t) \quad (3.42)$$

- ii. Posteriormente, os assentamentos de apoio ($u_T^c(t)$), que têm como valor os deslocamentos da ponte na iteração anterior ($u_S^p(t)$) são aplicados ao comboio. Seguindo o mesmo raciocínio da ponte, são resolvidas as equações relativas ao comboio e determinam-se os valores das forças de reação em cada eixo ($F_T^c(t)$). Estas forças entram na iteração seguinte na parcela referente à componente dinâmica ($F_{dyn}^c(t)$);
- iii. No final de cada iteração utiliza-se o critério de convergência descrito da expressão (3.43), que avalia se o resultado obtido já apresenta precisão suficiente. O processo referente a um instante t termina se o critério de convergência for cumprido, caso contrário, realiza-se uma nova iteração.

$$\frac{F_{dyn}^c(t) - F_{dyn}^p(t)}{F_{dyn}^p(t)} \leq Tolerância \quad (3.43)$$

De forma resumida, estão representados no Quadro 3.1 todos os passos que concretizam o processo iterativo para a resolução da análise dinâmica com interação ponte-comboio.

Quadro 3.1 – Esquema da metodologia numérica que considera interação ponte-comboio (adaptado de [28]).

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_S(t) = F_{sta} + F_{dyn}^p(t)$	$u_T^c(t) = u_S^p(t)$
Resultado	$u_T^c(t) = u_S^c(t)$	$F_{dyn}^c(t) = F_T^c(t)$
Critérios de convergência	$\frac{F_{dyn}^c(t) - F_{dyn}^p(t)}{F_{dyn}^p(t)}$	se < tolerância $\rightarrow t+\Delta t$ se > tolerância $\rightarrow i+1$

3.3.2.2 Método direto

Esta metodologia foi desenvolvida por Neves et al. [44] e Montenegro et al. [45] e permite analisar a interação vertical entre a ponte e o comboio, em problemas bidimensionais e tridimensionais, de forma precisa e eficiente. Os dois subsistemas podem ser discretizados com diversos tipos de elementos finitos (barras, cascas e elementos de volumes, entre outros) e terem um grau de complexidade elevado.

Em cada instante de tempo, as equações de equilíbrio dinâmico da ponte e do comboio são complementadas com equações adicionais de compatibilidade de deslocamentos que relacionam os deslocamentos nodais do comboio com os correspondentes deslocamentos nodais da ponte. A aplicação destas restrições é baseada nos multiplicadores de Lagrange. As irregularidades presentes na interface de contacto podem ser consideradas nas equações de compatibilidade. No método desenvolvido por Montenegro et al. [45] estas equações só são impostas quando os elementos estão em contacto, permitindo assim a perda de contacto entre a roda e o carril. As equações de equilíbrio dinâmico e de compatibilidade de deslocamentos formam um único sistema em que as incógnitas cujas incógnitas são deslocamentos e forças de contacto. O sistema é resolvido de forma direta sem necessitar de recorrer a um processo iterativo para satisfazer a compatibilidade entre os dois subsistemas.

Devido à natureza não-linear do contacto é considerado um procedimento incremental com base no método de Newton e ainda utilizado um algoritmo de factorização em bloco para resolver o sistema de equações.

No estudo do contacto entre dois corpos, é usual a criação de uma superfície de contacto e de uma superfície alvo, como se apresenta na Figura 3.8 [45].

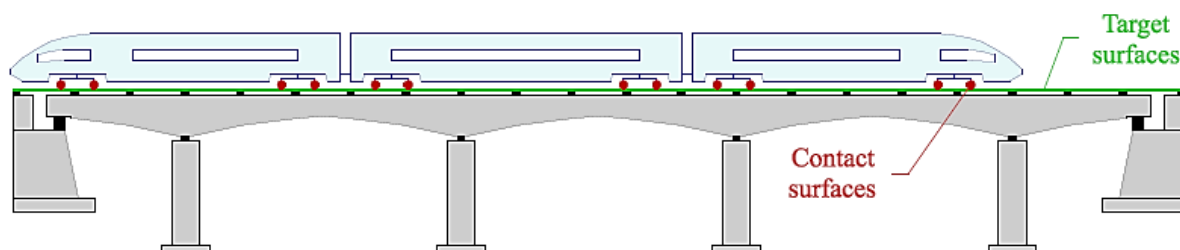


Figura 3.8 – Conceito de par de contacto [45]

Apresenta-se na Figura 3.9 o contacto bidimensional ponte-linha utilizado na presente dissertação e o sistema de eixos locais (ξ_1 , ξ_2 , ξ_3) do par de contacto. O eixo ξ_2 aponta sempre na direção do nó de contacto sendo os dois elementos separados por uma fola inicial g . Quando o contacto ocorre, o ponto de contacto e o ponto k são coincidentes. As forças de contacto a atuar são assinaladas como X e os sobrescritos CE e TE indicam o elemento de contacto (*contact element*) e o elemento alvo (*target element*), respetivamente.

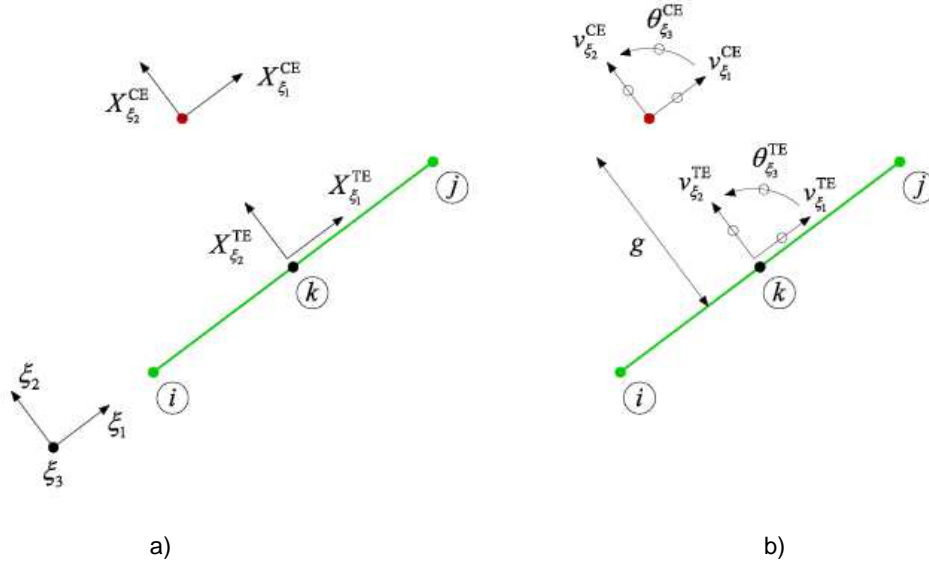


Figura 3.9 – Elemento de contacto ponto-linha: a) Forças b) Deslocamentos na interface de contacto [45]

As forças que atuam na interface de contacto estão em equilíbrio, logo:

$$X^{CE} + X^{TE} = 0 \quad (3.44)$$

Num ponto arbitrário como mostra a Figura 3.9b, o vetor de deslocamentos é definido por duas translações, v_{ξ_1} e v_{ξ_2} , e uma rotação θ_{ξ_3} , em torno do eixo ξ_3 . Uma vez que neste tipo de elemento de contacto não existem momentos transmitidos através da interface de contato, as equações de contacto apenas relacionam os deslocamentos v_{ξ_1} e v_{ξ_2} do nó de contacto com os deslocamentos correspondentes no ponto k . A condição de não-penetração na direção normal é dada por:

$$v^{CE} - v^{TE} \geq -g + r \quad (3.45)$$

onde r corresponde às irregularidades entre os elementos de contacto e alvo.

As equações de equilíbrio dinâmico do sistema ponte-comboio podem ser expressas com base no método α [46]. Assumindo que as forças aplicadas são independentes da deformação e que as forças nodais equivalentes correspondentes

$$M \ddot{a}^c + [(1 + \alpha)\dot{a}^c - \alpha \dot{a}^p] + (1 + \alpha)R^c - \alpha R^p = (1 + \alpha)F^c - \alpha F^p \quad (3.46)$$

em que R são as forças resistentes internas, c e p o instante corrente e o anterior, respetivamente. O parâmetro α permite controlar a dissipação numérica introduzida especialmente nos modos mais elevados.

Para resolver a equação (3.46) é necessário dividir os graus de liberdade em graus de liberdade livres (F) e graus de liberdade prescritos (P). Após a introdução de um procedimento incremental com base no método de Newton [47, 48] e alguma manipulação matemática chega-se às seguintes equações:

$$\begin{bmatrix} \overline{K}_{FF} & \overline{D}_{FX} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta a_F^{i+1} \\ \Delta X^{i+1} \end{bmatrix} = \psi(a_F^{c,i}, X^{c,i}) \quad (3.47)$$

$$\begin{aligned} S^c = & \frac{\alpha}{1+\alpha} S^p - P_P^c + \frac{\alpha}{1+\alpha} P_P^p - D_{PX}^c X^c + \frac{\alpha}{1+\alpha} D_{PX}^p X^p \\ & + \frac{\alpha}{1+\alpha} [M_{PF} \ddot{a}_F^c + M_{PP} \ddot{a}_P^c] + C_{PF} \dot{a}_F^c + C_{PP} \dot{a}_P^c \\ & - \frac{\alpha}{1+\alpha} [C_{PF} \dot{a}_F^p + C_{PP} \dot{a}_P^p] + R_P^c - \frac{\alpha}{1+\alpha} R_P^p \end{aligned} \quad (3.48)$$

em que a matriz D relaciona as forças de cada par de contacto, definidas nos respetivos referenciais locais, com as forças nodais definidas no referencial global, e $\psi(a_F^{c,i}, X^{c,i})$ é o vetor das forças residuais.

Completando a equação (3.47) com a equação de compatibilidade de deslocamentos (3.45) chega-se a:

$$\begin{bmatrix} \overline{K}_{FF} & \overline{D}_{FX} \\ \overline{H}_{XF} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta a_F^{i+1} \\ \Delta X^{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \psi(a_F^{c,i}, X^{c,i}) \\ \overline{g} \end{bmatrix} \quad (3.49)$$

em que a matriz H relaciona os deslocamento nos nós de contacto, definidos no referencial global, com os deslocamentos nodais definidos de acordo com os referenciais de cada par de contacto.

3.4 MÉTODOS DE INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO UTILIZADOS

Para se analisar a interação comboio-ponte recorreu-se a dois programas desenvolvidos na Faculdade de Engenharia do Porto: *Train-Bridge Interaction* (TBI), desenvolvido por Ribeiro [42] e *Vehicle-Structure Interaction* (VSI) desenvolvido por Neves e Montenegro [45]. O TBI recorre ao método da sobreposição modal para resolver as equações de equilíbrio dinâmico da ponte e ao método de Newmark para resolver as equações do comboio. Já o VSI recorre inteiramente à integração direta para a resolução das equações de equilíbrio, conforme descrito na secção 3.3.2.2. Ambas as metodologias foram implementadas em MATLAB [49], sendo o veículo e a estrutura modelados em ANSYS [50] e as matrizes estruturais posteriormente importadas pelo MATLAB [49].

Com efeito, são apresentados os dados essenciais para a execução de ambos os programas, nomeadamente:

- Informação dos modelos gerados em ANSYS [50];
- Indicação do número de veículos, com a possibilidade no VSI de definir a posição inicial de cada um dos blocos que constituem o veículo;
- Velocidade de circulação do veículo;
- Incremento de tempo (Δt) no TBI ou o número de steps no VSI, número máximo de iterações, tolerância do critério de convergência e parâmetros de Newmark (β e γ);

- Escolha do tipo de problema dinâmico: plano (um trajeto de cargas) ou tridimensional (dois trajetos de cargas) e no VSI a possibilidade de seleccionar o tipo de análise contacto: linear (a perda de contacto não é permitida) ou não linear (admite perda de contacto);
- No TBI a indicação número de modos de vibração (n) e respetivos amortecimentos modais (ξ_n), a considerar na análise da ponte e no VSI não existe substituição modal e o amortecimento pode ser definido através dos coeficientes de Rayleigh;
- No TBI são indicadas as coordenadas X, Y e Z dos nós de início e fim de cada trajeto e da localização da primeira e última roda do comboio, respeitando a posição e sentido dos eixos adotados em ANSYS [50];
- Para o VSI são seleccionados no modelo do viaduto os elementos que correspondem ao trajeto e no modelo do veículo os pontos de contacto. As cargas correspondentes ao peso por roda são aplicadas ao nível do ponto de contacto, sendo o seu valor e coordenadas exportados para um ficheiro de texto a ser lido pelo VSI;
- Irregularidades da via, indicando a sua localização e amplitudes ao longo dos trajetos das cargas;
- O TBI permite a definição dos eixos, tanto para o comboio como para a ponte, onde se procede a interação, enquanto que no VSI são estabelecidos os eixos: X para a direção longitudinal, Y para a transversal e Z para a vertical. Contudo existe uma função que permite rodar as matrizes do modelo indicando a ordem dos eixos a que correspondiam no VSI.

Com base nos parâmetros de entrada indicados acima, para ambos os métodos, são importados do ANSYS [50] para o MATLAB [49] de forma automática, as matrizes de massa, rigidez e amortecimento, o mapa dos graus de liberdade de cada subsistema e a listagem dos nós de cada trajeto de cargas e dos nós de contacto do comboio. Existe também a possibilidade de executar um ciclo de velocidades, como por exemplo, para estimar o valor da velocidade ressonante.

O VSI permite ter um controlo adicional durante a análise, no sentido em que permite avaliar as alterações de velocidade longitudinal em qualquer ponto do veículo, bem como desvios laterais que nele possam ocorrer. Tal se deve ao facto de não serem impostos deslocamentos prescritos para simular a velocidade de circulação do veículo, mas sim uma velocidade inicial ao mesmo.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO DE ALVERCA

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo é apresentado o viaduto de Alverca, situado na linha Norte da rede ferroviária nacional. São abordadas as suas características gerais, tais como a sua localização, geometria e os materiais que o constituem. São abordadas as várias etapas da modelação do viaduto, incluindo as fases de calibração e validação dos modelos desenvolvidos através de resultados obtidos em ensaios experimentais *in situ*, também eles descritos no presente capítulo.

O viaduto em causa foi desenvolvido em trabalhos anteriores utilizando o programa ANSYS [50], onde se destacam os trabalhos de Fernandes [20] em 2010, onde foi desenvolvida uma modelação numérica dos dois primeiros tramos do lado norte da estrutura, e de Horas [21] no qual se optimizou o modelo referido anteriormente de forma a reduzir os tempos de cálculo necessários nas análises dinâmicas. Em ambos os trabalhos foram também efetuados estudos dinâmicos do viaduto sob a ação de cargas móveis regulamentares simulando os diferentes comboios a circular em espaço Europeu. Em 2012 o viaduto de Alverca foi novamente analisado, desta vez por Meixedo [22], recorrendo ao programa *Train-Bridge Interaction* (TBI) [42] e considerando a interação ponte-comboio. Para ser possível a interação, foi necessário proceder ao desenvolvimento do modelo numérico do comboio, modelo esse descrito no capítulo 5.

O modelo numérico do viaduto de Alverca foi totalmente revisto no âmbito da presente dissertação por forma a otimizar e automatizar todo o processo de geração da malha do referido modelo. A modelação deste tipo de estruturas e a respetiva calibração apresenta um elevado grau de complexidade dado que os ficheiros de geração destes modelos podem ter milhares de linhas de código, e por isso é necessário um grande rigor na criação destes modelos. Para se ter uma noção do grau de complexidade convém referir que o ficheiro de geração do viaduto de Alverca criado por Horas [21] é constituído por cerca de 2000 linhas. A revisão deste modelo permitiu uma redução do número de linhas de código para 1000 e uma melhor sistematização e organização das propriedades geométricas e mecânicas do viaduto. Foram também substituídos alguns elementos finitos que serão descontinuados em versões futuras do ANSYS [50] para permitir que o modelo seja mais facilmente utilizado em trabalhos futuros e feitas as alterações necessárias para efetuar as análises dinâmicas com o programa *Vehicle-Structure Interaction* (VSI) [45].

4.2 CARACTERIZAÇÃO

O viaduto localiza-se na freguesia de Alverca, concelho de Vila Franca de Xira (Figura 4.1) e está inserido na linha do Norte da rede ferroviária nacional, que liga as cidades de Lisboa e Porto. Este é constituído por 47 tramos em viga caixão pré-fabricada de betão armado pré-esforçado que perfazem um comprimento total de 1091 metros, com início ao quilómetro 18+676,367, fazendo suporte a uma única via-férrea.

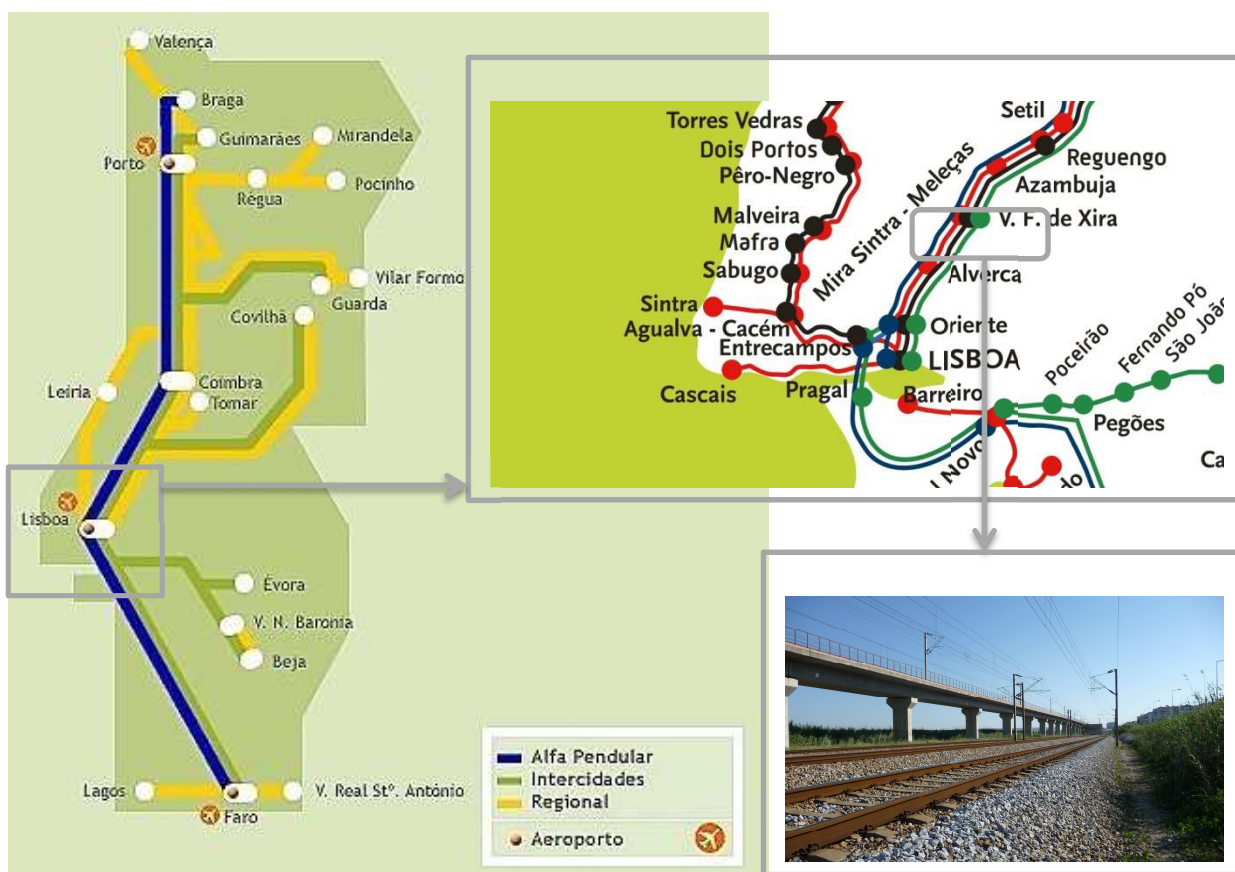


Figura 4.1 – Localização do Flyover de Alverca

O viaduto de Alverca é composto ao longo do seu comprimento por cinco troços diferentes. No sentido sul-norte, o primeiro troço constitui uma aproximação ao viaduto propriamente dito, com elevação gradual da via-férrea em relação às restantes vias. Foi utilizada uma solução de terra armada no terreno que lhe faz suporte de modo a não comprometer a segurança das restantes vias. O segundo troço, já em viaduto, é formado por um conjunto de vãos ascendentes com comprimentos que variam entre os 16,5 e os 21m como é possível observar na Figura 4.2 (alçado sul). Por sua vez, o terceiro troço corresponde à zona em que ocorre o cruzamento com vias a cota inferior, sendo o apoio do mesmo realizado com recurso a uma estrutura de pórticos sucessivos (Figura 4.3). Realizado o cruzamento, inicia-se o quarto troço em tudo semelhante ao segundo, mas com a inclinação descendente, representado igualmente na Figura 4.2 (alçado norte). Por fim, quando a altura do viaduto ao solo é novamente reduzida inicia-se o quinto e último troço com uma configuração idêntica ao primeiro troço até que este atinja a cota das restantes vias.

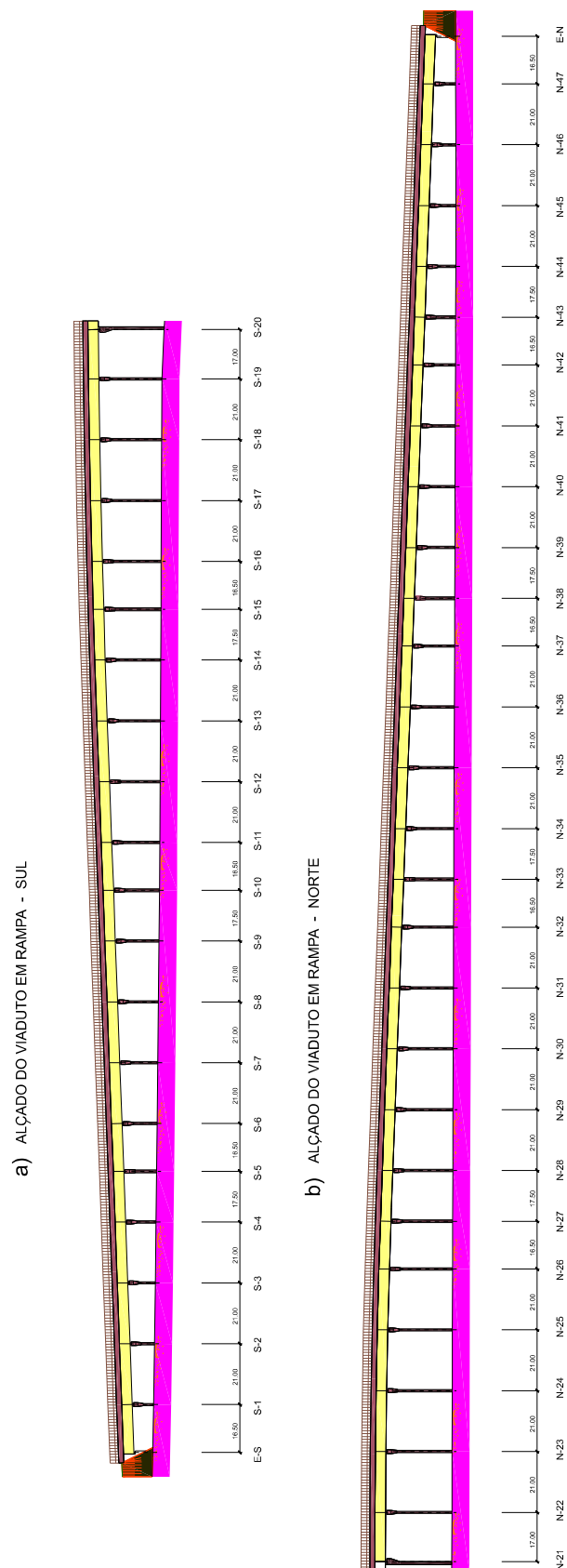


Figura 4.2 – Alçados dos viadutos em rampa: (a) Sul e (b) Norte do Flyover de Alverca (Relação das escalas vertical/horizontal=3/1)



Figura 4.3 – Fotografia aérea da zona porticada de cruzamento de vias-férreas [20]



Figura 4.4 – Fotografia da zona porticada de cruzamento de vias-férreas (sentido Norte-Sul) [20]

A secção adotada para o viaduto, como referido previamente, foi uma secção em caixão unicelular formada por vigas do tipo *U* pré-fabricadas de betão armado pré-esforçado, simplesmente apoiadas nas suas extremidades em pilares. Sobre as vigas em *U* assenta um sistema de pré-lajes de betão que funcionam como cofragem inferior permitindo a betonagem *in situ* da laje de tabuleiro. Posteriormente são betonados os muros guarda-balastro e, por fim, são colocadas as vigas de bordadura, as grades guarda corpos, o balastro e a via-férrea.

A Figura 4.5 apresenta um corte transversal da secção na zona dos apoios, onde são apresentados e cotados os vários elementos constituintes da secção.

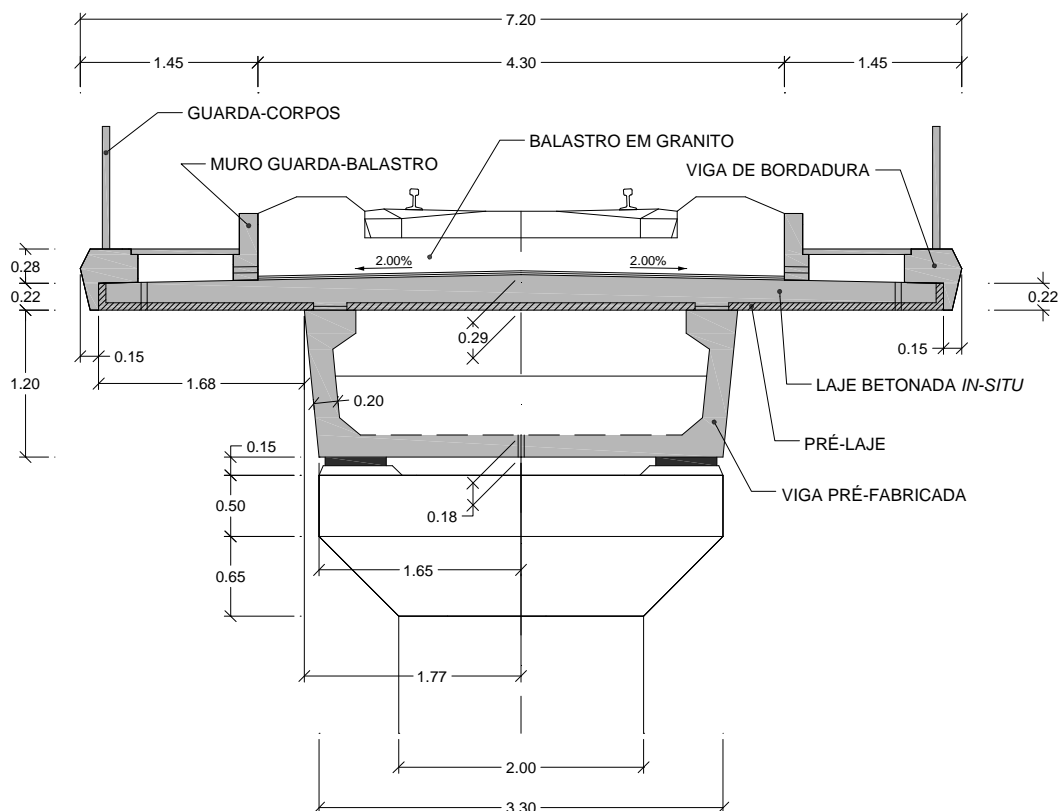


Figura 4.5 – Secção transversal do viaduto na zona dos apoios

As vigas em U são reforçadas com cabos de pré-esforço na laje inferior para resistirem aos momentos positivos a meio vão de cada tramo. A Figura 4.6 apresenta um corte transversal da secção em que se representam os cabos de pré-esforço e no Quadro 4.1 é referenciado o número de cabos utilizados em cada vão e os seus posicionamentos.

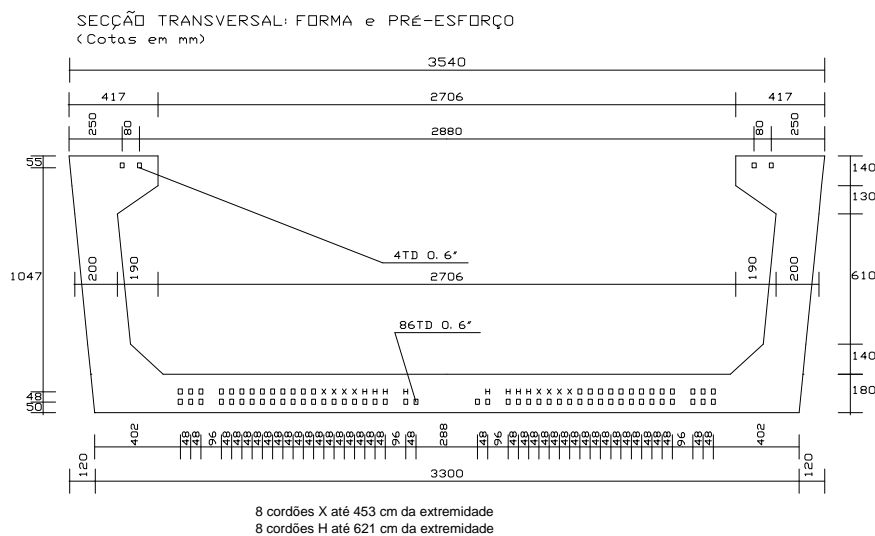


Figura 4.6 – Localização transversal da armadura de pré-esforço no tramo de 21 m

Quadro 4.1 – Número e localização longitudinal dos cordões de armadura de pré-esforço [20]

Vão de 16,5 m		Vão de 21,0 m	
Distância à Extremidade	Nº de Cordões 0,6"	Distância à Extremidade	Nº de Cordões 0,6"
0,000	52	0,000	70
3,335	58	4,530	78
5,475	64	6,210	86
10,965	58	14,730	78
13,105	52	16,410	70
16,440		20,940	

O apoio das vigas de cada tramo nos respectivos pilares do viaduto é realizado com recurso a apoios em neoprene cintado, representado na Figura 4.7. As suas dimensões em planta são de 500 mm na direção transversal, 300 mm na direção longitudinal, sendo que em altura possui no seu interior cinco lâminas de aço que visam ao seu confinamento e acréscimo de rigidez vertical.

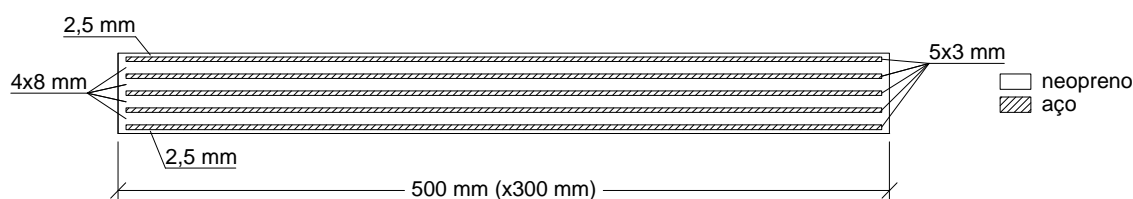


Figura 4.7 – Corte transversal do apoio de neoprene cintado

Na extremidade de cada tramo, o apoio é fixo na direção transversal e na direção longitudinal o apoio de uma das extremidades é fixo do tipo F (Figura 4.9) e na outra extremidade o apoio é não fixo do tipo T (Figura 4.10) como mostra a Figura 4.8.

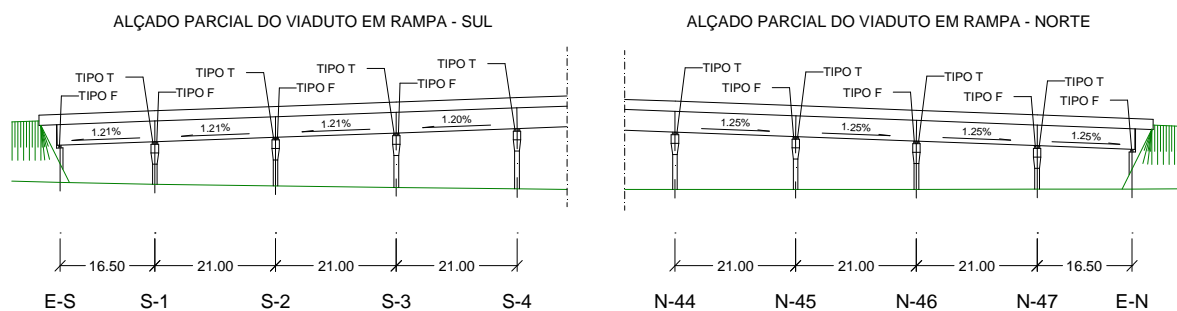


Figura 4.8 – Localização dos apoios Tipo F e Tipo T (relação de escalas vertical/horizontal = 3/1)

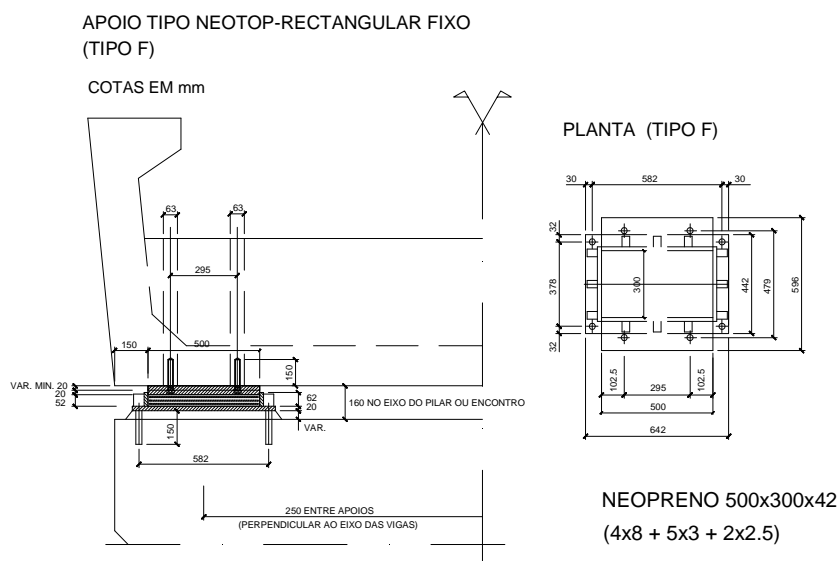


Figura 4.9 – Apoio de neoprene cintado Tipo F

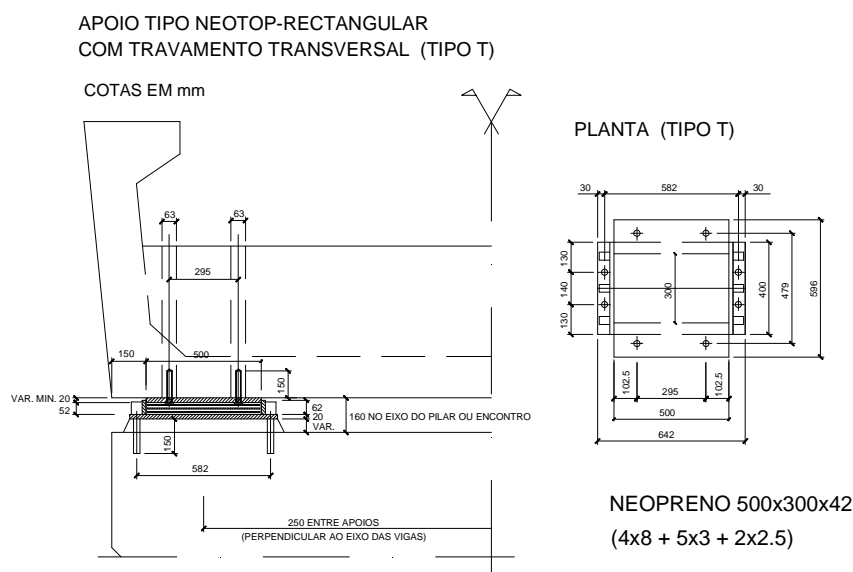


Figura 4.10 – Apoio de neoprene cintado Tipo T

No que à via-férrea diz respeito, esta é contínua e constituída por uma camada de balastro confinada por muros guarda-balastro, travessas do tipo monobloco em betão espaçadas de 60 cm e carris do tipo UIC60 afastados entre si de 1,668 m, que corresponde ao valor da bitola ibérica. Entre o carril e as travessas são colocadas palmilhas que visam atenuar o impacto que advém das ações dos comboios sobre as travessas.

4.2.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA ESTRUTURA E VIA

No decorrer das secções seguintes serão descritas as principais características e propriedades dos vários componentes estruturais do viaduto, essenciais à sua modelação. Para tal, são consideradas as informações do projeto, visto que as dimensões dos vários elementos no local não se afastam significativamente do projetado.

4.2.1.1 Viga Caixaão

A fim de se obter uma modelação que traduza de forma fidedigna o comportamento estrutural, foram adotadas algumas simplificações nas dimensões das peças que compõem a viga. Na Figura 4.11 são apresentadas as dimensões consideradas numa primeira fase da modelação da estrutura, tendo por base as dimensões do projeto. Para a laje inferior da viga em *U* foi atribuída a espessura de 0,18 m e para a alma foi atribuído 0,20 m na zona inferior e 0,41 na zona superior. Em relação à laje do tabuleiro, devido à dificuldade em modelar uma espessura variável, foram consideradas espessuras constantes de 0,238 m para a laje em consola e 0,273 para a zona central entre vigas. Os muros guarda-balastro foram modelados com uma espessura de 0,15 m.

O material utilizado é o betão, sendo na laje do tabuleiro da classe C30/37 ($f_{ck} = 30$ MPa) e na viga pré-fabricada da classe C45/50 ($f_{ck} = 45$ MPa). Foi considerada também a idade do material igual a 4745 dias.

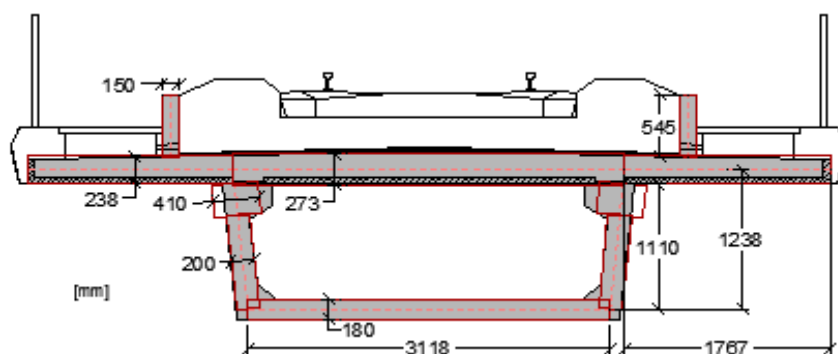


Figura 4.11 – Espessuras (mm) da viga pré-fabricada, da laje betonada *in situ* e dos guarda-balastro, adotadas no modelo numérico

4.2.1.2 Balastro

Do mesmo modo que a laje de tabuleiro, o balastro foi modelado de forma simplificada e o mais fidedignamente possível em relação à sua forma real como se pode observar na Figura 4.12 a sombreado.

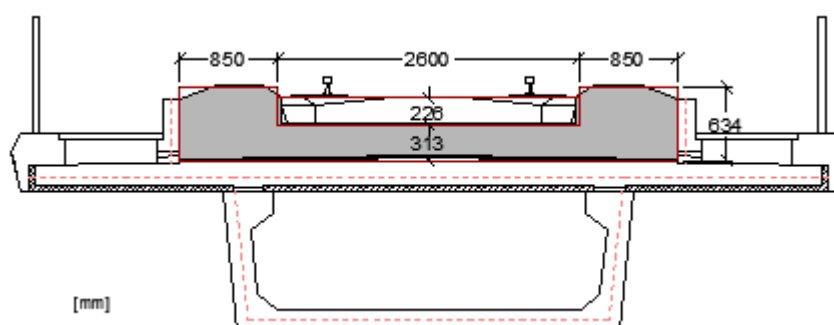
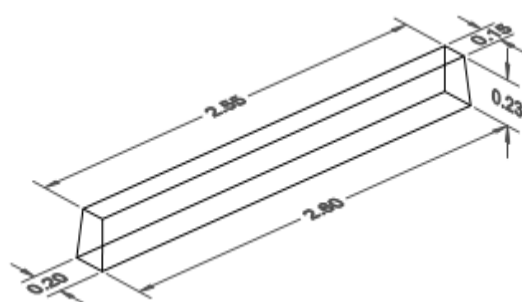


Figura 4.12 – Dimensões e posicionamento do balastro

4.2.1.3 Travessas

As travessas são do tipo monobloco de betão armado com uma massa total de 300 kg e são concebidas com betão da classe C45/55. Na Figura 4.13a é apresentada a geometria aproximada que foi utilizada na modelação deste elemento.



a) Representação da geometria



b) Fotografia

Figura 4.13 – Geometria das travessas modeladas [21]

4.2.1.4 Palmilhas

Como referido, as palmilhas servem de elemento de apoio ao carril sobre as travessas. Com o objetivo de modelar a sua geometria real foi-lhes atribuída uma área de $0,15 \times 0,20 \text{ m}^2$ e uma espessura de 0,03 m. Contudo, importa ter em atenção o efeito de "faca" que pode ocorrer neste elemento devido ao facto do carril ser modelado com elementos de barra. No entanto, este efeito não é realista, uma vez que o carril possui numa base que se apoia na totalidade sobre a palmilha. De forma a evitar a ocorrência deste efeito, foi adotado um material ortotrópico com módulo de distorção elevado e módulos de elasticidade diferentes nas 3 direções (Figura 4.14).

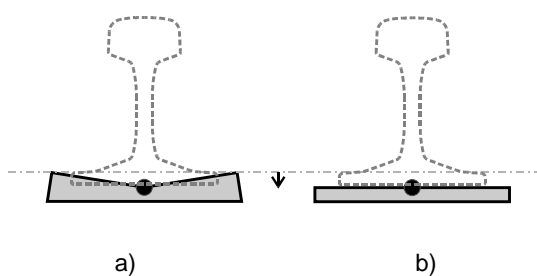


Figura 4.14 – Comportamento da palmilha do modelo com material isotrópico (a) e ortotrópico (b) [20]

4.2.1.5 Carris

Para os elementos do carril foram adotadas as propriedades reais do carril UIC60 (Figura 4.15), com exceção da inércia de torção para a qual se considerou um valor suficientemente elevado para impedir o aparecimento de modos de vibração locais associados à rotação segundo o seu próprio eixo longitudinal.

Quadro 4.2 – Propriedades do carril UIC60

Área		76,70 cm ²	
Inércia	I_y	3038,3 cm ⁴	
	I_x	512,3 cm ⁴	



Figura 4.15 – Fotografia da via-férrea [21]

4.2.1.6 Apoios

O cálculo da rigidez vertical dos apoios de neoprene não pode ser simplesmente determinada como uma associação em série de várias molas, que simule cada uma das camadas do neopreno e de aço, visto que existe um efeito de cintagem por parte das chapas de aço que amplifica de maneira significativa a rigidez de cada camada de neopreno e naturalmente do conjunto. Deste modo, foi aplicada uma metodologia proposta por Manterola [51] que tem em conta esse efeito de cintagem.

A metodologia proposta conduziu aos valores indicados no Quadro 4.3. Devido à falta de informação mais detalhada sobre o material que constitui o aparelho de apoio, para os cálculos da rigidez vertical e horizontal foi adotada uma classe intermédia de dureza *Shore A* com valor 60.

Quadro 4.3 – Módulo de distorção do neopreno (G), rigidez vertical (k_v) e rigidez horizontal (k_h) [21]

Dureza Shore A	40	50	60	70
G [Kg/cm ²]	4,50	6,30	8,90	12,20
k_v [kN/mm]	1900	3000	5200	8900
k_h [kN/mm]	1,80	2,50	3,60	4,90



Figura 4.16 – Fotografia do apoio não fixo tipo T

4.2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ESTRUTURA E VIA

Em relação às propriedades dos materiais e o seu comportamento existem diferenças consideráveis em relação ao estipulado na fase de projeto. O Quadro 4.4 apresenta os principais parâmetros mecânicos tomados em consideração no modelo numérico do viaduto, incluindo a sua designação e o valor adotado.

Quadro 4.4 – Propriedades iniciais dos materiais do tabuleiro, apoios e da via

	Parâmetro	Designação	Valor Adotado	Unidades
Tabuleiro e apoios	E_{c1}	Módulo de elasticidade do betão da laje superior (1º tramo de 16,5 m)	35,4	GPa
	E_{c2}	Módulo de elasticidade do betão da laje superior (2º tramo de 21 m)		
	E_{c3}	Módulo de elasticidade do betão da laje superior (3º tramo de 21 m)		
	E_c	Módulo de elasticidade do betão da viga pré-fabricada	40,9	GPa
	ρ_c	Densidade do betão	2469,8	Kg/m ³
	ν_c	Coef. Poisson do betão	0,2	-
	K_v	Rigidez vertical dos apoios	5200	MN/m
	K_{h1}	Rigidez longitudinal dos apoios (1º tramo de 16,5 m)	3,6	MN/m
	K_{h2}	Rigidez longitudinal dos apoios (2º tramo de 21 m)		
	K_{h3}	Rigidez longitudinal dos apoios (3º tramo de 21 m)		
Via-férrea	E_{bal}	Módulo de elasticidade do balastro	145	MPa
	ρ_{bal}	Densidade do balastro	2039	Kg/m ³
	ν_{bal}	Coef. De Poisson do balastro	0,15	-
	E_{pad}	Módulo de elasticidade das palmilhas	500	MPa
	ν_{pad}	Coef. De Poisson das palmilhas	0	-
	E_{pad}	Módulo de elasticidade das palmilhas	500	MPa
	A_{rail} / I_{rail}	Área / inércia do carril UIC 60	76,7 / 3038	cm ² / cm ⁴
	E_{rail}	Módulo de elasticidade do aço (carril)	210	GPa
	ρ_{rail}	Densidade do aço (carril)	7850	Kg/m ³
	ν_{rail}	Coef. de Poisson do aço (carril)	0,3	-
	$E_{sleeper}$	Módulo de elasticidade do betão (travessas)	36	GPa
	$\rho_{sleeper}$	Densidade do betão (travessas)	2890	Kg/m ³
	$\nu_{sleeper}$	Coef. de Poisson do betão (travessas)	0,3	-

Finalizada a primeira fase da modelação, Fernandes [20] procedeu à calibração do modelo para que as propriedades dinâmicas se aproximassem das obtidas no ensaio de vibração ambiental realizado no viaduto. A calibração do modelo mostrou-se complexa pelo facto de existir um distanciamento considerável entre as frequências de vibração obtidas numericamente e experimentalmente. Para este efeito, foram consideradas cinco variáveis na calibração: os módulos de elasticidade dos betões (E_c) e do balastro ($E_{balastro}$), a massa volúmica do balastro ($\rho_{balastro}$) e a rigidez do aparelho de apoio (k_v e k_h).

No Quadro 4.5 são apresentados os valores finais obtidos após a calibração do modelo, sendo visível o distanciamento dos valores iniciais adotados. A Figura 4.17 apresenta a evolução do erro das frequências obtidas no modelo nas várias etapas de calibração.

Quadro 4.5 – Valores dos parâmetros calibrados [20]

Parâmetro	Valor Inicial	Valor Calibrado	
E_c (C30/37) [GPa]	35,4	38,6	(+9,0%)
E_c (C45/55) [GPa]	38,6	41,5	(+7,5%)
$E_{balastro}$ [MPa]	145	200	(+38%)
$\rho_{balastro}$ [kg/m ³]	2039	1509	(-26%)
K_v [kN/mm]	5200	8900	(+70%)
K_h [kN/mm]	3,6	4,9	(+36%)

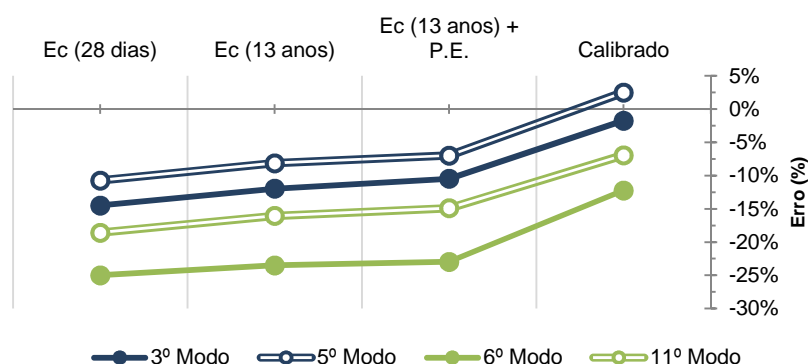


Figura 4.17 – Evolução do erro das frequências ao longo do processo de calibração [20]

Horas [21] prosseguiu os trabalhos de investigação sobre o presente viaduto, desta vez com o objetivo de otimizar e calibrar a resposta dinâmica do modelo numérico. A calibração do modelo teve por base novos ensaios experimentais efetuados, destacando-se entre eles o ensaio de vibração ambiental que permitiu obter dados acerca das propriedades dinâmicas do viaduto [52].

Com vista à otimização e calibração do modelo foi necessária uma intervenção no próprio modelo numérico, nomeadamente na redução do número de elementos e um aumento da largura malha de elementos finitos considerada para responder de forma satisfatória em termos de tempo de análise e esforço computacional aos exigentes processos iterativos envolvidos no processo de otimização. A

análise do modelo exigiu ainda uma extensa pesquisa bibliográfica de modo a caracterizar a variabilidade das várias propriedades materiais e geométricas que deviam ser envolvidas no processo de otimização.

Assim, o processo de otimização foi efetuado com base em algoritmos genéticos desenvolvidos por Ribeiro [42] com vista a aproximar os resultados modais numéricos com os obtidos em ensaios experimentais. O algoritmo permitiu encontrar três soluções possíveis para a estrutura, entre as quais foi escolhida a que conduzia a um valor mínimo da função objetivo. A solução é apresentada no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Propriedades da estrutura obtidas por Horas após calibração (adaptado de [21])

	Parâmetro	Unidades	Valor inicial	Valor calibrado
1	$1 \pm CV_{bet}$	-	1,00	0,98
2	ρ_{bet}	kg/m ³	2469,80	2590,40
3	E_{c1}	GPa	35,40	30,07
4	E_{c2}	GPa	35,40	33,35
5	E_{c3}	GPa	35,40	35,10
6	E_c	GPa	40,94	48,08
7	$1 \pm CV_{bal}$	-	1,00	1,00
8	ρ_{bal}	kg/m ³	2039	1995,90
9	E_{bal}	MPa	145	142,70
10	K_v	N/m	$5,2 \times 10^9$	$7,2 \times 10^9$
11	K_{h1}	N/m	$3,6 \times 10^9$	$4,4 \times 10^6$
12	K_{h2}	N/m	$3,6 \times 10^6$	$4,4 \times 10^6$
13	K_{h3}	N/m	$3,6 \times 10^6$	$4,4 \times 10^6$

No Quadro 4.6 foi considerada a hipótese de cada tramo modelado do viaduto apresentar um módulo de elasticidade do betão diferente (E_{c1} , E_{c2} , E_{c3}) e previram-se três variáveis distintas para caracterizar as condições de apoio de cada vão (K_{h1} , K_{h2} , K_{h3}). Foram consideradas para otimização do modelo numérico, propriedades como as massas volúmicas do betão (ρ_{bet}) e do balastro (ρ_{bal}), o módulo de elasticidade do balastro (E_{bal}) e da viga pré-fabricada (E_c), a rigidez dos aparelhos de apoio (K_v e K_{hi}) e a geometria dos elementos de betão (CV_{bet}) e do balastro (CV_{bal}). Ensaios efetuados no viaduto permitiram também averiguar que a espessura de balastro entre a laje de tabuleiro e a travessa era de 0,25 m ao contrário dos 0,313 m definidos no projeto.

4.3 MODELAÇÃO DO VIADUTO

Nesta secção é descrita a modelação do viaduto de Alverca efetuada em trabalhos anteriores e no âmbito desta dissertação. O primeiro modelo corresponde ao modelo numérico A, da autoria de Fernandes [20], que condiz a um modelo mais complexo e computacionalmente mais dispendioso. O segundo modelo desenvolvido por Horas [21] teve por base o modelo numérico A, contudo este foi calibrado e otimizado com base em dados recolhidos experimentalmente. O último modelo foi desenvolvido no âmbito da presente dissertação, caracterizando-se por uma reformulação e otimização do código que gera o modelo em ANSYS [50].

4.3.1 MODELO NUMÉRICO A

Fernandes [20] desenvolveu sete modelos com o objetivo de aferir até que ponto a complexidade dos modelos afeta a resposta dinâmica da estrutura: o primeiro mais completo, incluindo a modelação dos dois primeiros vãos norte do viaduto e os restantes apresentando a modelação individual de cada tramo com graus de complexidade decrescentes. A comparação das respostas dinâmicas obtidas com os diversos modelos gerados permitiu concluir que quanto maior a complexidade menos conservativos se revelam os resultados. Importa então centrar a atenção no modelo mais complexo que foi mais tarde alvo de otimização.

O modelo numérico A desenvolvido teve por base as características geométricas referidas ao longo da secção 4.2.1 e as propriedades dos materiais expostas no Quadro 4.4. O modelo engloba os dois primeiros tramos junto ao encontro do lado norte, que se desenvolvem ao longo de 16,5 e 21 m respetivamente. Adicionalmente foi modelado cerca de 12 m de balastro e via-férrea, de modo a garantir as condições de fronteira do lado do encontro, e um tramo adicional com o desenvolvimento igual ao seu adjacente para o lado oposto, como é possível observar na Figura 4.18.

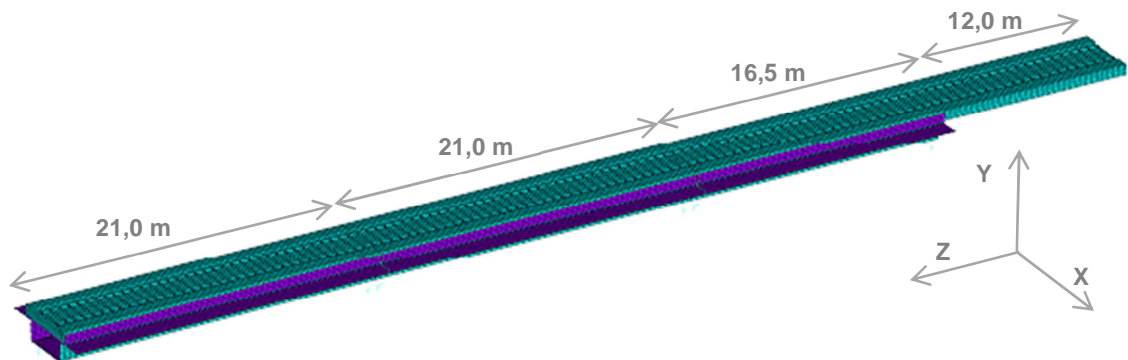


Figura 4.18 – Modelo numérico A desenvolvido por Fernandes [20]

A malha de elementos finitos utilizada é regular, gerada com espaçamentos de 0,20 m, o que se deveu a duas razões essencialmente: a exatidão dos resultados e por adequação geométrica, visto que 0,2 m é o múltiplo do afastamento entre travessas e nomeadamente a sua largura.

O Quadro 4.7 descreve os elementos finitos utilizados para a modelação das diversas componentes estruturais e de via do viaduto de Alverca.

Quadro 4.7 – Tipo de elementos utilizados

Designação	Descrição	Aplicação
SHELL63	Elemento de membrana ou casca constituído por 4 nós com 6 graus de liberdade em cada. Apresenta rigidez à flexão e no próprio plano	Viga pré-fabricada Laje de tabuleiro Muros guarda-balastro
SOLID45	Elemento de volume com 8 nós com 3 graus de liberdade de translação cada	Balastro Palmilhas Travessas
BEAM44	Elemento de viga com dois pontos, com 6 graus de liberdade cada	Carris
COMBIN14	Elemento de mola ou amortecedor	Apoios
MPC184	Elemento de ligação do tipo viga rígida (<i>Rigid Beam</i>)	Viga U – laje de tabuleiro Laje – guarda-balastro Laje - Balastro
MASS21	Elemento de massa pontual, no caso 3D com 6 graus de liberdade.	Vigas de bordadura Grades guarda-corpos

4.3.1.1 Viga caixão

A modelação da viga pré-fabricada, da laje de tabuleiro e dos muros guarda-balastro foi feita por elementos de membrana, como mostra a Figura 4.19. Estes foram modelados separadamente e unidos por barras rígidas.

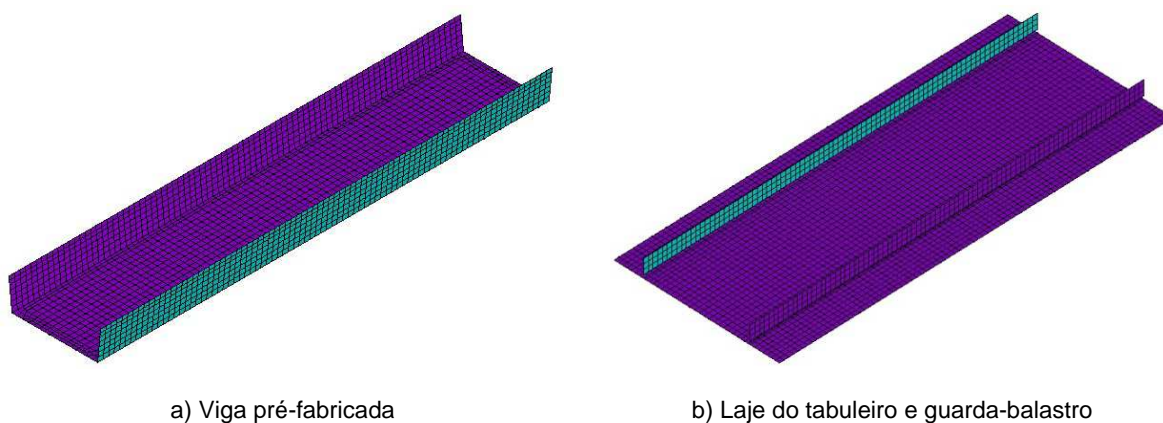


Figura 4.19 – Malha de elementos finitos da viga caixão do vão de 16,5 m

4.3.1.2 Balastro

O balastro (Figura 4.20) foi modelado com elementos de volume, e as suas dimensões e localização foram escolhidas cuidadosamente de forma a representar o mais fidedignamente possível a realidade.

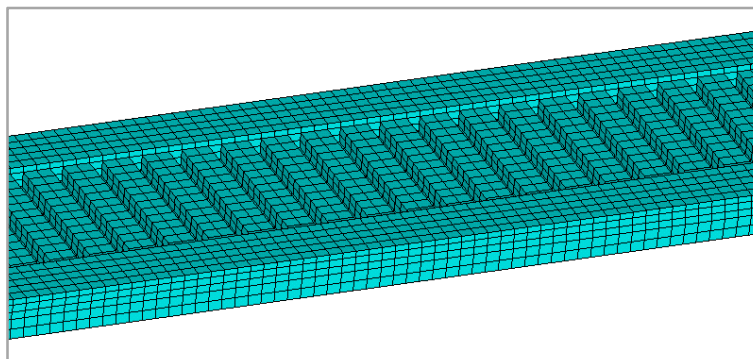


Figura 4.20 – Estrutura do balastro modelado

4.3.1.3 Palmilhas, travessas e carris

Tal como para o balastro, foram utilizados elementos de volume para modelar as travessas e as palmilhas, conforme mostra a Figura 4.21. Já no que diz respeito ao carril, este foi modelado com elementos de barra que exibem capacidade de tração, compressão, torção e flexão. Os elementos de barra apoiam diretamente sobre as palmilhas e de modo a produzir o real funcionamento à flexão do carril, foi-lhe concedido uma excentricidade de valor igual à distância do eixo neutro do carril à base, no valor de 80,92 mm (Figura 4.22).

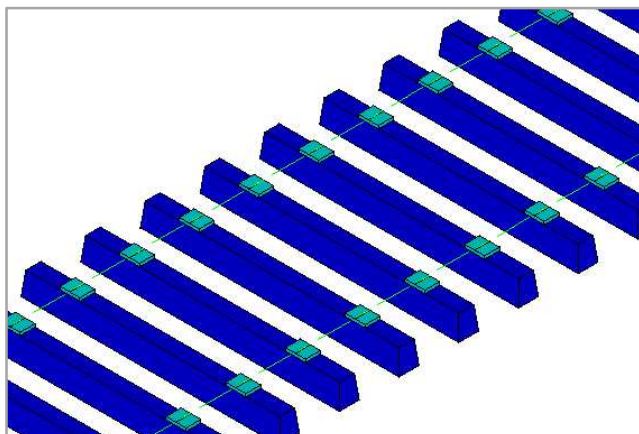


Figura 4.21 – Modelação das travessas, palmilhas e carris

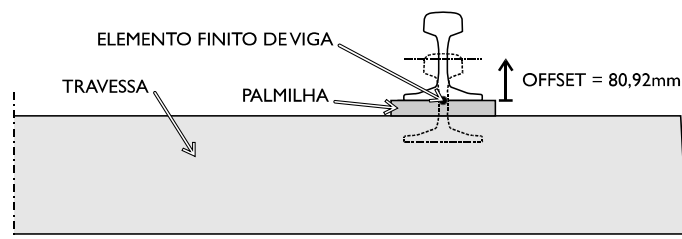


Figura 4.22 – Excentricidade atribuída ao carril [20]

4.3.1.4 Zonas de ligação

Os elementos estruturais foram modelados de forma separada, de modo a evitar a sobreposição de massas. Com o intuito de recriar as ligações entre os elementos estruturais, foi utilizado o elemento MPC184, com comportamento idêntico ao de uma viga rígida, com compatibilização de deslocamentos e rotações. Foram necessárias três ligações:

- i. Ligação entre a viga U pré-fabricada e a laje de tabuleiro;
- ii. Ligação entre a laje de tabuleiro e os muros guarda-balastro;
- iii. Ligação entre a laje de tabuleiro e o balastro.

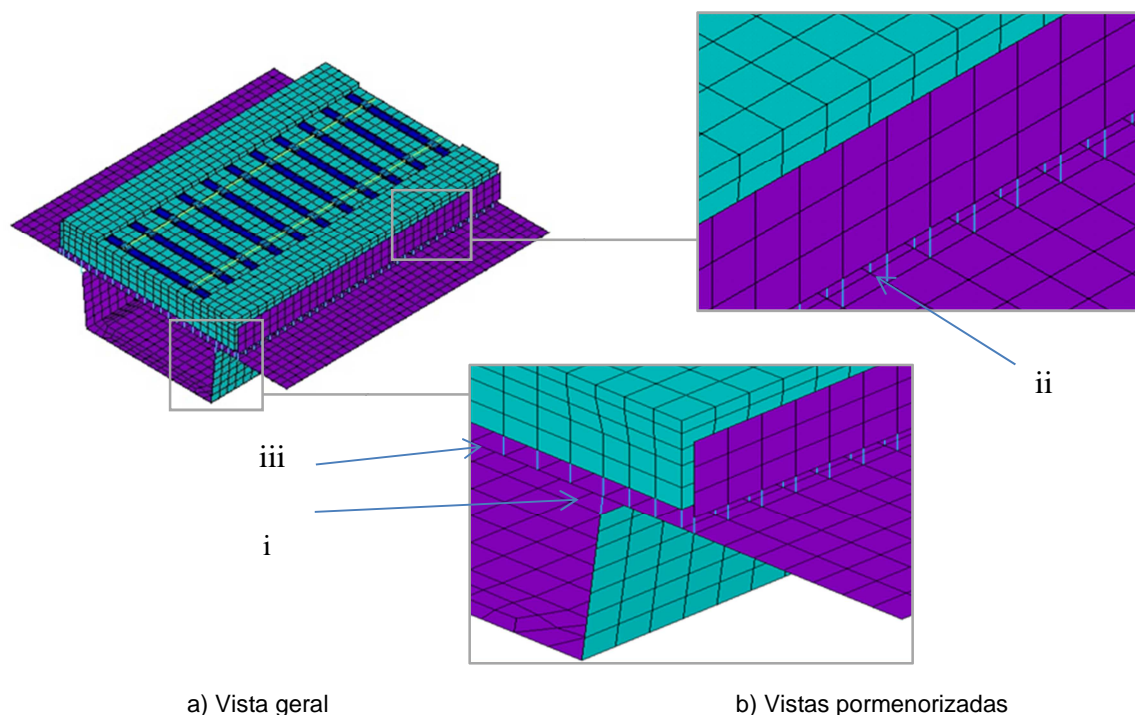


Figura 4.23 – Modelação das zonas de ligação aplicando elementos MPC184

4.3.1.5 Apoios

Os apoios em cada extremidade do vão simplesmente apoiado foram modelados com elementos de mola com rigidez axial, reproduzindo as condições de fronteira. Por outro lado, para evitar que os elementos de rigidez horizontal não ficassem sobrepostos com os elementos finitos de casca das vigas pré-fabricadas, foi criado um nó inferior onde se ligam os elementos que modelam a rigidez do apoio. A ligação à laje inferior da viga em U é concretizada com uma compatibilização de deslocamentos e rotações através da utilização de *constraint equations*, nomeadamente *Couple DOF's*.

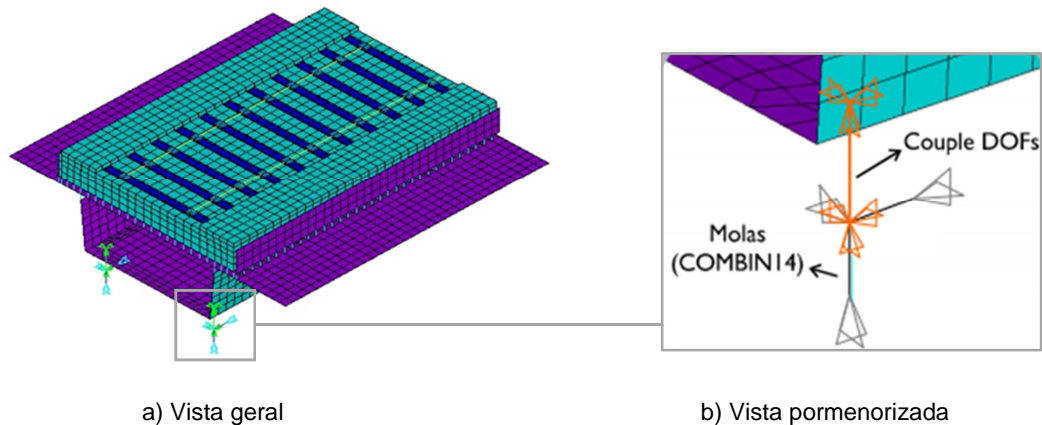


Figura 4.24 – Modelação dos aparelhos de apoio

A zona de continuidade, com uma extensão de 12 metros foi apoiada na sua base através da fixação das três direções de translação.

4.3.1.6 Elementos não estruturais

As vigas de bordadura e as grades guarda-corpos, que se localizam nos bordos laterais do tabuleiro, não apresentam uma função estrutural. Assim, importa apenas o valor da sua massa, introduzida através de elementos do tipo MASS21 que correspondem a uma massa tridimensional sem inércia de rotação.

4.3.2 MODELO NUMÉRICO B

O modelo desenvolvido por Horas [21] teve por base o modelo numérico A, o qual foi calibrado e otimizado de maneira a que as suas frequências nos vários modos se aproximassem das identificadas experimentalmente. O modelo A conduz a matrizes de rigidez $[K]$ e massa $[M]$ com dimensões muito significativas o que levou a ser necessário uma otimização do modelo, caracterizado por uma redução substancial da dimensão da malha de elementos finitos, que se traduz numa resposta satisfatória em termos de tempo de análise e esforço computacional. O Quadro 4.8 mostra o resultado final da otimização, evidenciando uma redução de aproximadamente 75% do número de graus de liberdade em comparação ao seu precedente

Quadro 4.8 – Comparação entre as características do modelo numérico A e B

	Modelo A	Modelo B
Número de nós	76704	19018
Número de elementos	68093	20906
Dimensão da Matriz [K]	273640 x 273640	67774 x 67774
Dimensão da Matriz [M]	273640 x 273640	67774 x 67774

O modelo numérico B apresenta na sua modelação, essencialmente, três alterações:

- Alteração da malha de elementos finitos, com uma redução longitudinal e transversal considerável, que atendendo aos condicionamentos geométricos não pode ser regular. Como exemplo, são apresentadas na Figura 4.25 as diferenças nas dimensões da malha de elementos finitos da laje de pavimento.

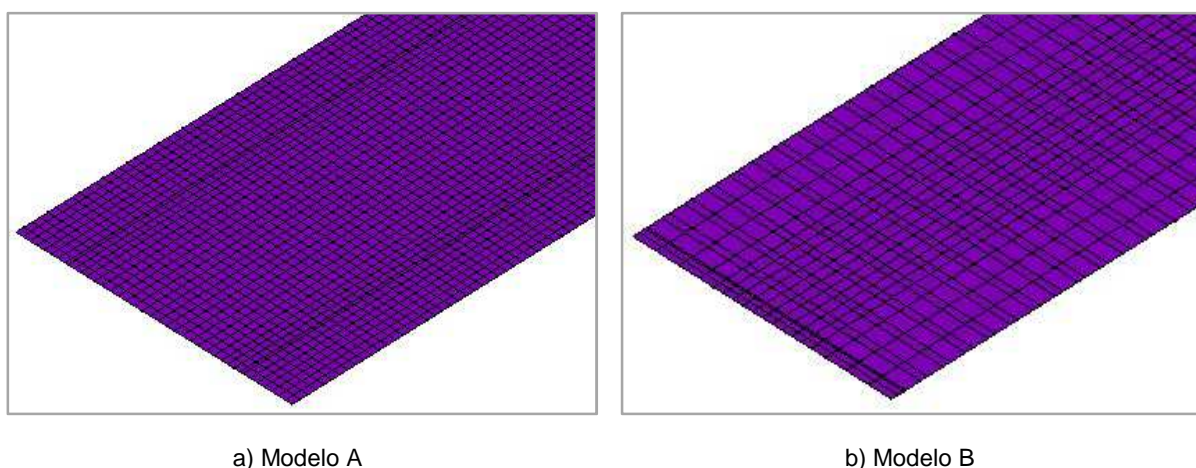
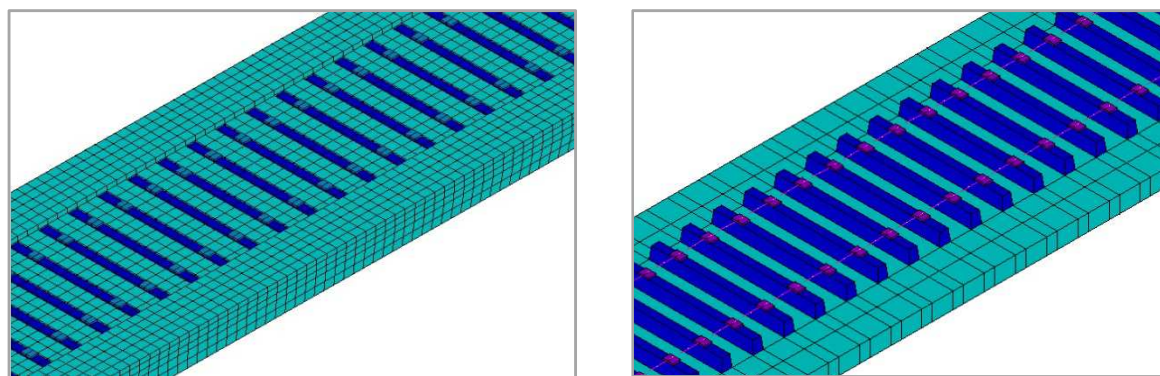


Figura 4.25 – Comparação entre os dois tipos de malha de elementos finitos

- Substituição parcial de parte do balastro, que apresentavam essencialmente um comportamento de massa vibrante, por elementos de massa pontual do tipo MASS21, como ilustra a Figura 4.26.

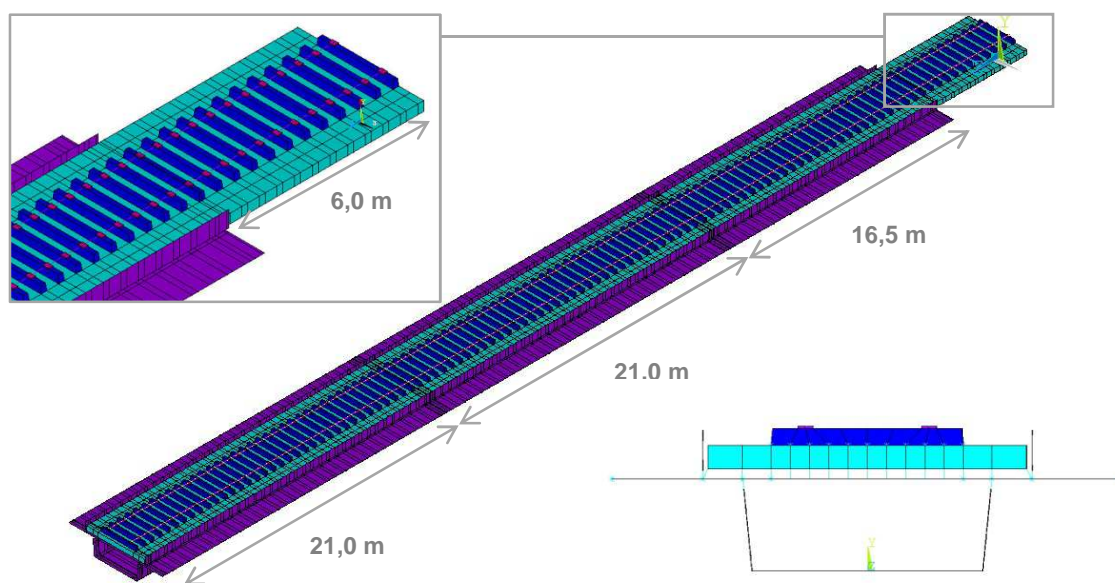


a) Modelo A

b) Modelo B

Figura 4.26 – Comparação entre a geometria do balastro considerada nos modelos A e B

- Redução do comprimento da via em aterro para 6 m, como mostra a Figura 4.27.



a) Vista global e pormenor da ligação de continuidade

b) Corte do tabuleiro

Figura 4.27 – Modelo numérico tridimensional final do viaduto de Alverca

4.3.3 MODELO NUMÉRICO C

Nesta secção é descrita toda a modelação realizada no âmbito da presente dissertação. A primeira tarefa consistiu em sistematizar e organizar todas as propriedades geométricas e mecânicas do viaduto. Todos estes parâmetros foram agrupados numa secção inicial e o restante código foi completamente parametrizado em função destes parâmetros iniciais.

No Quadro 4.9 encontram-se apresentados os elementos finitos que foram substituídos.

Quadro 4.9 – Substituição de elementos no modelo do viaduto a aplicar no VSI

Antigo	Substituição	Designação
SHELL63	SHELL181 (KEYOPT(3)=2)	Elemento de laje com integração completa
BEAM44	BEAM188 (KEYOPT(3)=3)	Elemento de barra com dois nós. Foram utilizadas funções de forma cúbicas
MPC184 (KEYOPT(1)=1)	Rigid Region (comando CERIG)	Define uma "região rígida" que impõe restrições entre o nó "master" e os vários nós "slaves"

Para permitir uma continuidade na investigação deste viaduto em trabalhos futuros foram substituídos elementos finitos SHELL63 e BEAM44 que serão descontinuados em versões futuras do ANSYS [50], conforme indicado no Quadro 4.9. Estes elementos descrevem também o comportamento da estrutura de forma mais realista uma vez que consideram a deformação por corte. O elemento MPC184 é um elemento de contacto que era utilizado nos modelos anteriores para compatibilizar deslocamentos e rotações entre os nós dos elementos em que não foi modelada a continuidade existente entre eles, como por exemplo entre a laje do tabuleiro e o balastro (ver Figura 4.28). Trata-se de um elemento de contacto bastante complexo e que foi substituído por regiões rígidas que definem de forma simplificada as equações de compatibilidade entre os diversos nós.

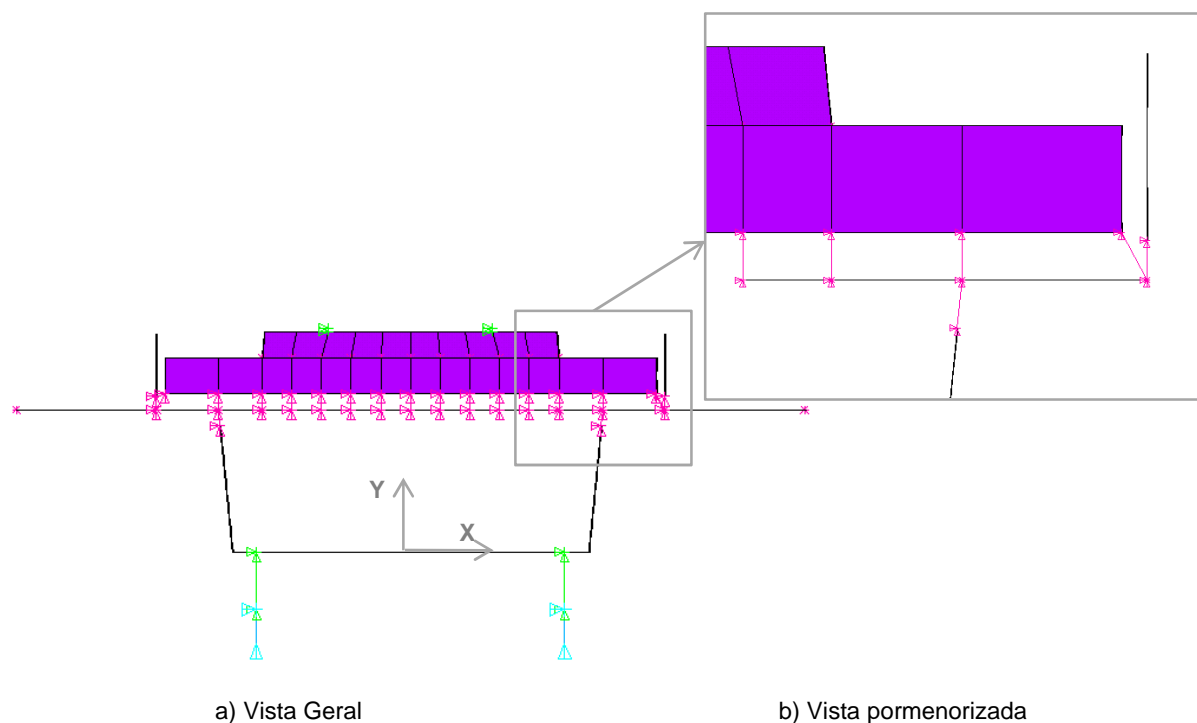


Figura 4.28 – Vista frontal do tabuleiro do viaduto

Os ciclos que geram os elementos foram revistos e alterados. Um caso a destacar foi no código que gerava os elementos para simular o balastro, em que era gerado o comprimento total do balastro e seguidamente eram feitos cortes intercalando distâncias de 0,20 (largura das travessas) e 0,40 m (espaço entre travessas). A mudança consistiu em gerar apenas os elementos da travessa e balastro representados na Figura 4.29 e depois é feito um *offset* destes até se obter o comprimento total de balastro. Isto permite uma redução no tempo de geração do modelo, visto que o ANSYS [50] *offset* dos elementos é mais rápido que cortar o elemento de volume com o comprimento total. Outro cuidado na alteração das rotinas que geram os elementos que compõem o viaduto foi criar grupos de elementos de forma estratégica e prática para facilitar a seleção das diferentes entidades que compõem o viaduto, uma vez que facilita consideravelmente todas as tarefas de processamento. Estas duas tarefas permitiram ainda eliminar diversos avisos que apareciam ao longo da execução do código, nomeadamente o corte de volumes e grupos que ficavam sem elementos, e controlar assim de forma mais rigorosa o processo de geração do modelo.

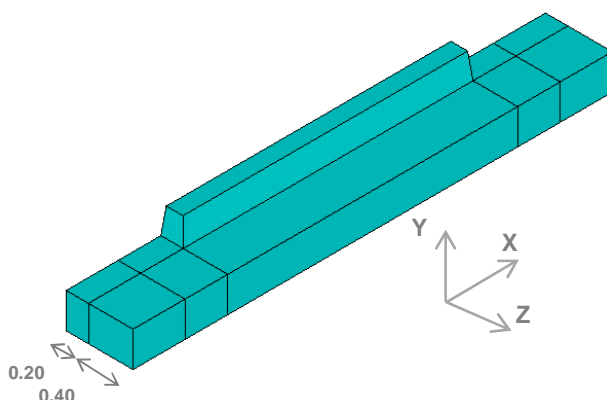


Figura 4.29 – Modelação do balastro e travessas

No que diz respeito aos elementos das palmilhas, foram substituídos por molas com uma rigidez equivalente. As palmilhas definidas inicialmente eram constituídas por um material ortotrópico em que algumas características foram alteradas para valores com uma ordem de grandeza muito superior ao valor real para prevenir o efeito de faca [20], o que pode implicar graves problemas numéricos de instabilidade e precisão. Esta alteração permitiu também uma redução de 3596 graus de liberdade no modelo do viaduto.

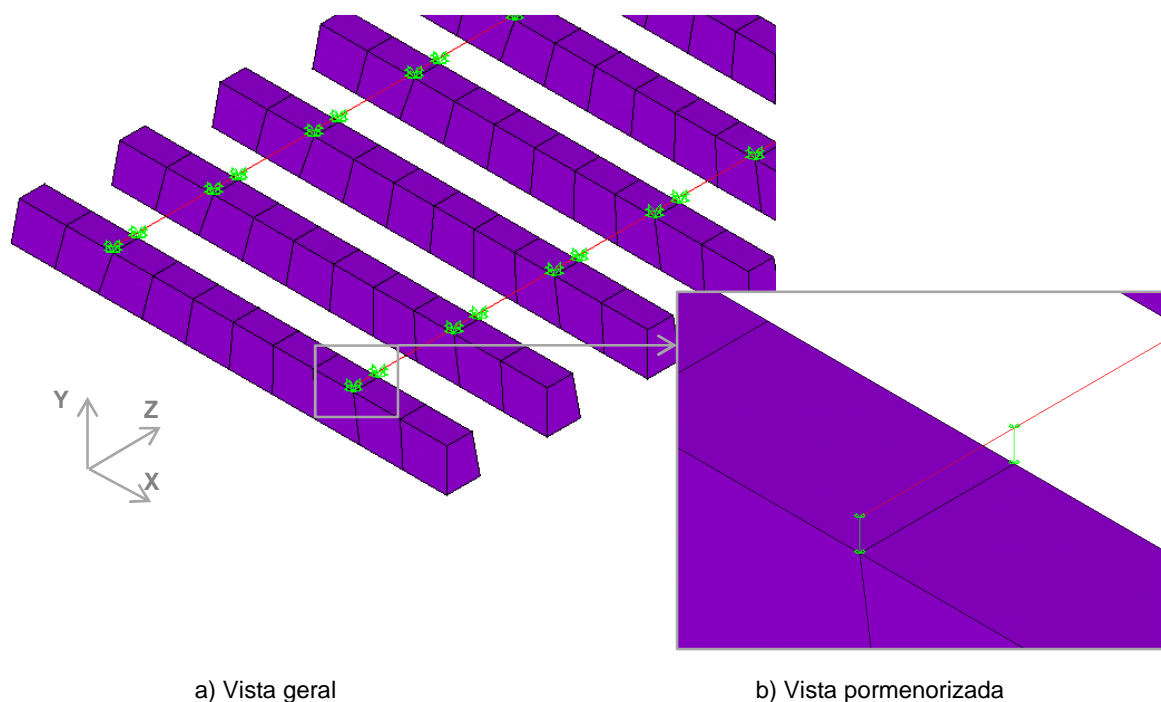


Figura 4.30 – Modelação das palmilhas e carril

Em termos de discretização da malha de elementos finitos da viga pré-fabricada, foi alterado na alma inferior o número de divisões de 4 para 3, conseguindo uma redução considerável de graus de liberdade. Esta redução não teve alterações significativas nos resultados provenientes de uma análise modal e de uma análise dinâmica quando comparados com os resultados anteriores. A comparação é feita na Figura 4.31.

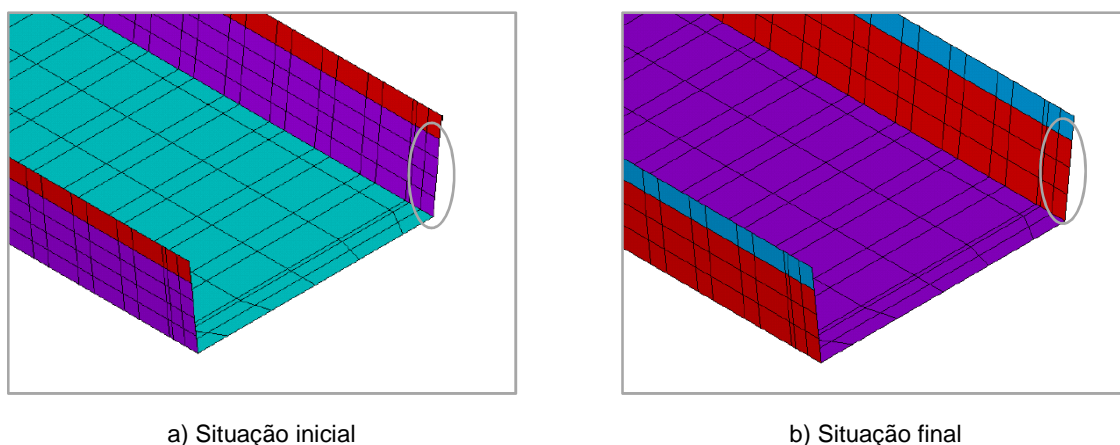


Figura 4.31 – Discretização da malha da viga pré-fabricada

As alterações elaboradas no decorrer do trabalho conduziram a diferenças no número de graus de liberdade de cada modelo, que são apresentadas no Quadro 4.10. A observação do quadro permite constatar que as alterações elaboradas permitiram que o número final fosse inferior ao inicial, apesar do acréscimo devido substituição da BEAM44 pela BEAM188, visto que esta acrescenta nós internos

nos elementos de barra. Contudo é de salientar que todo o processo de otimização levou a uma redução total de cerca de 6500 graus de liberdade, ficando o modelo final com menos 1307 graus de liberdade que o inicial.

Quadro 4.10 – Variação do número de graus de liberdade nos vários modelos do Viaduto

	GDL's	Diferença	Acumulado
Modelo inicial	67774	-	-
Substituição da BEAM44 pela BEAM188	72982	+ 5208	+ 5208
Substituição da SHELL63 pela SHELL181	72982	0	+ 5208
Remoção das palmilhas e substituição por molas com rigidez equivalente	69386	-3596	+ 1612
Eliminação de cortes referentes aos apoios no balastro	68951	-435	+ 1177
Aumento da malha na alma inferior da viga U	66467	-2484	-1307

Para realizar as análises dinâmica com o programa VSI foi necessário prolongar os carris conforme indicado na Figura 4.32. Estes foram travados nas extremidades em todas direções, o que se revela num acréscimo nulo no número de graus e liberdade do Quadro 4.10.

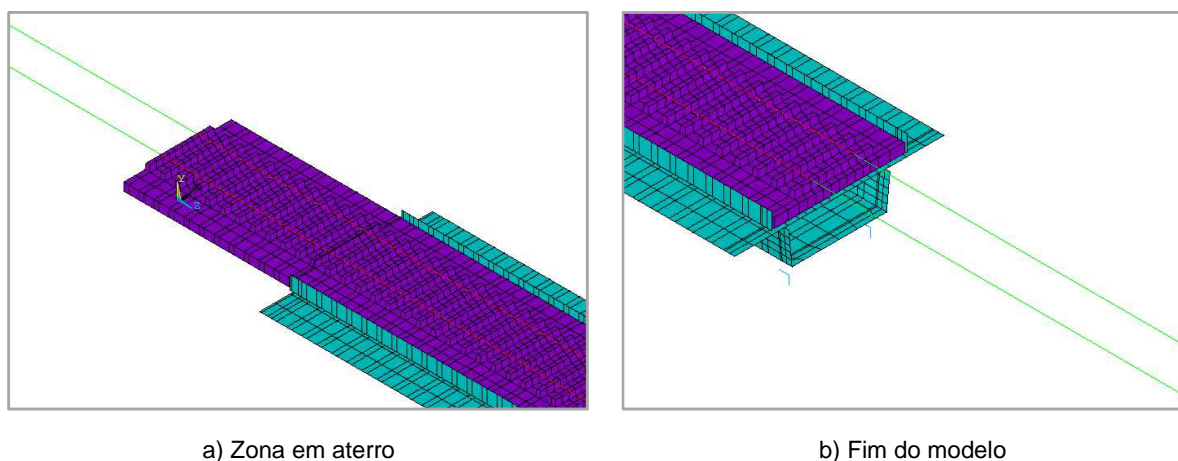


Figura 4.32 – Modelação do comprimento de carril adicional

4.4 ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

De modo a avaliar o comportamento dinâmico de uma estrutura utilizam-se geralmente modelos numéricos recorrendo aos elementos finitos. No entanto existem várias incertezas associadas às propriedades geométricas e mecânicas das estruturas, às condições de apoio, entre outras, as quais podem introduzir erros significativos nas análises dinâmicas. Com o intuito de validar os modelos numéricos desenvolvidos, foram realizados ensaios de vibração ambiental, que assentam essencialmente na medição da resposta da estrutura sujeita a ações ambientais, tais como a ação do vento. Este ensaio tem como principal vantagem o baixo custo económico em virtude de prescindir do uso de equipamento de excitação artificial e não condicionar a normal operacionalidade da estrutura.

Nesta secção é explicado sucintamente o ensaio de vibração ambiental, decorrente do trabalho desenvolvido por Malveiro et al. [52] em 2012, com o objetivo de identificar os parâmetros modais da estrutura, nomeadamente as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento. O ensaio foi executado nos primeiros três tramos norte do viaduto como é possível observar na Figura 4.33.



Figura 4.33 – Pormenor dos três tramos a instrumentar [52]

O ensaio de vibração ambiental foi realizado em duas fases diferentes: a primeira correspondeu à identificação dos parâmetros globais (G) da estrutura, enquanto a segunda à identificação dos parâmetros locais (L) da laje superior do pavimento. A medição envolveu um total de 12 acelerómetros piezoelétricos distribuídos por pontos de referência fixos e pontos de medição móveis.

Em virtude dos baixos níveis de aceleração registados do conjunto das ações ambientais, tornou-se necessário a realização de um ensaio de excitação forçada da estrutura, através de um grupo de pessoas a saltar aleatoriamente ao longo do viaduto. Esta ação externa permitiu melhorias significativas na relação sinal-ruído e, por conseguinte, um aumento da coerência entre os sinais medidos [52].

4.4.1 FASE 1 - IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS GLOBAIS DA ESTRUTURA

Para identificar os parâmetros modais globais da estrutura, isto é, os modos associados a frequências baixas, foram realizados vários *setups* abrangendo acelerações nas direções vertical, longitudinal e transversal. Durante a primeira fase do ensaio de vibração foram considerados 60 pontos de medição

distribuídos ao longo dos três vãos em estudo que se repartem em: 46 registos no muro guarda-balastro, 8 nas almas da viga pré-fabricada e 6 na extremidade da laje em consola. Na Figura 4.34 ilustram-se as várias posições em planta onde se efetuaram registos e os acelerómetros colocados na zona da junta entre os tabuleiros dos tramos 1 e 2 a dois níveis diferentes, um superior nas almas do tabuleiro próximo dos aparelhos de apoio e um inferior no muro guarda-balastro.

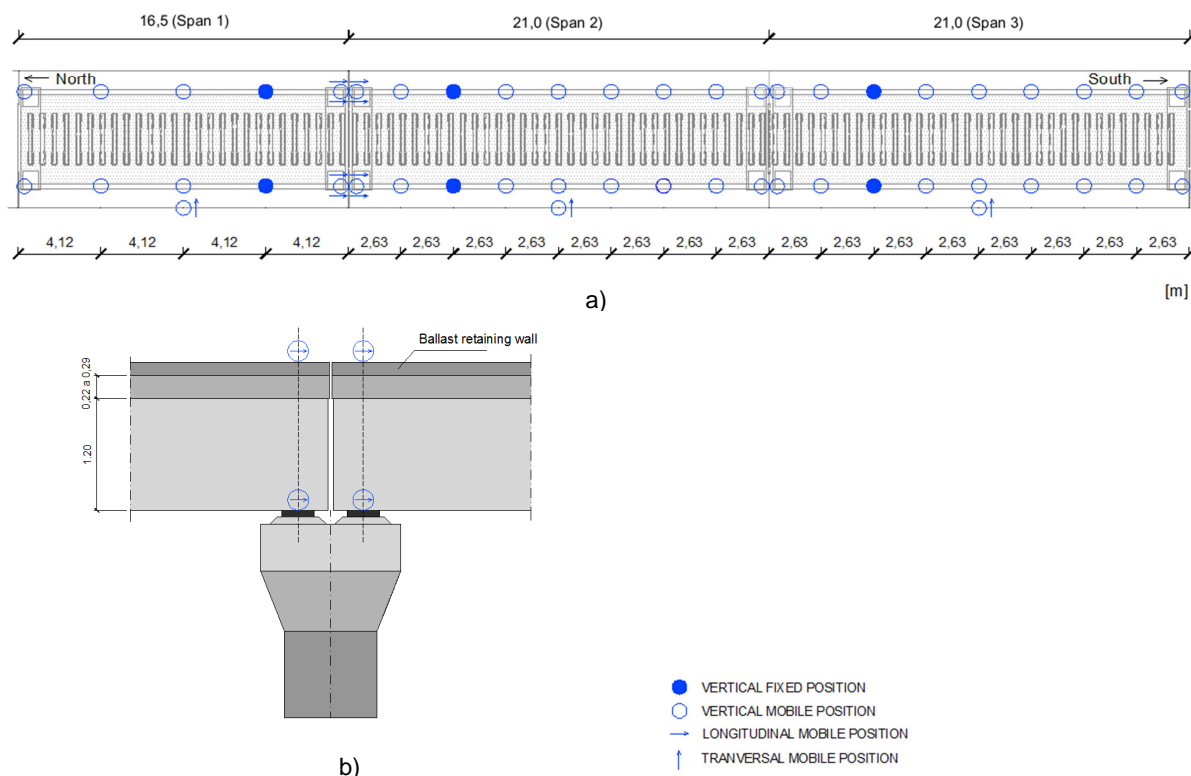


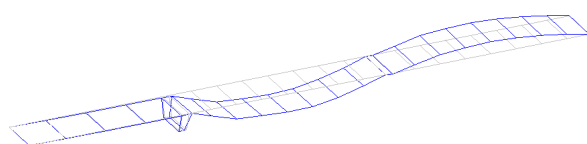
Figura 4.34 – Pontos de medição da Fase 1: a) Planta dos três tramos, b) Corte transversal do viaduto [52]

Os resultados da 1ª fase do ensaio experimental estão resumidos no Quadro 4.11 onde é apresentado o valor das frequências naturais de vibração e os coeficientes de amortecimento para os modos de vibração globais da estrutura. Importa também referir que os valores dos coeficientes de amortecimento são uma média dos obtidos experimentalmente, uma vez que na realidade o que se obtém é uma dispersão associada aos diversos valores medidos em cada *setup*.

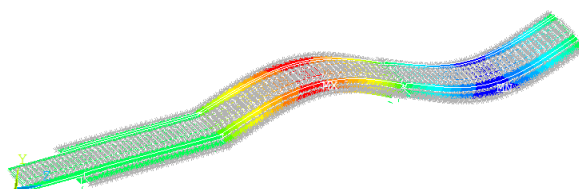
Quadro 4.11 – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração globais

Modo de vibração	Tipo de modo	Frequência (Hz)	Coeficiente de amortecimento (%)
1G	Flexão vertical	6,76	1,63
2G	Flexão vertical	6,95	3,56
3G	Flexão vertical	9,65	2,39
4G	Torção	13,04	4,99
5G	Flexão vertical	20.94	3.46

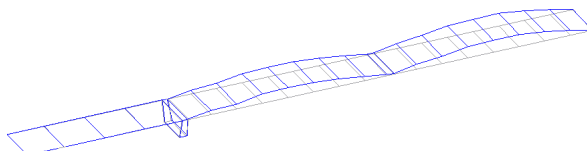
Na Figura 4.35 são apresentados os modos globais obtidos na campanha experimental e ainda a deformada associada a cada modo. São ainda exibidos os modos de vibração numéricos correspondentes determinados através de uma análise modal com o modelo numérico B calibrado.



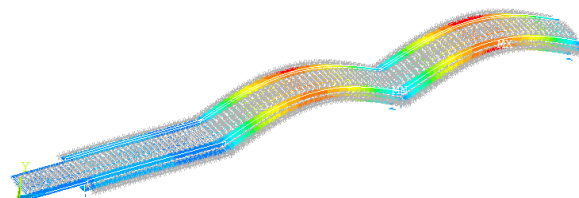
Modo 1G: $f = 6,76$ Hz ($\sigma = 0,013$ Hz)



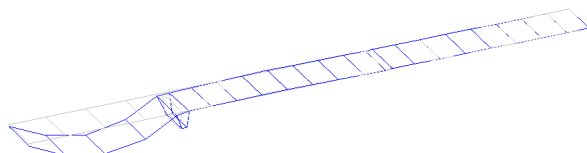
Modo 1G: $f = 6,73$ Hz



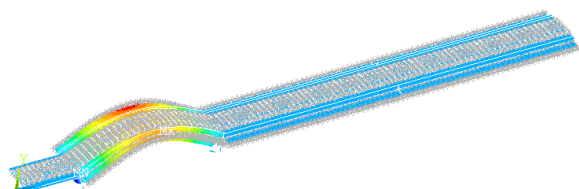
Modo 2G: $f = 6,95$ Hz ($\sigma = 0,013$ Hz)



Modo 2G: $f = 6,78$ Hz



Modo 3G: $f = 9,65$ Hz ($\sigma = 0,073$ Hz)



Modo 3G: $f = 9,79$ Hz

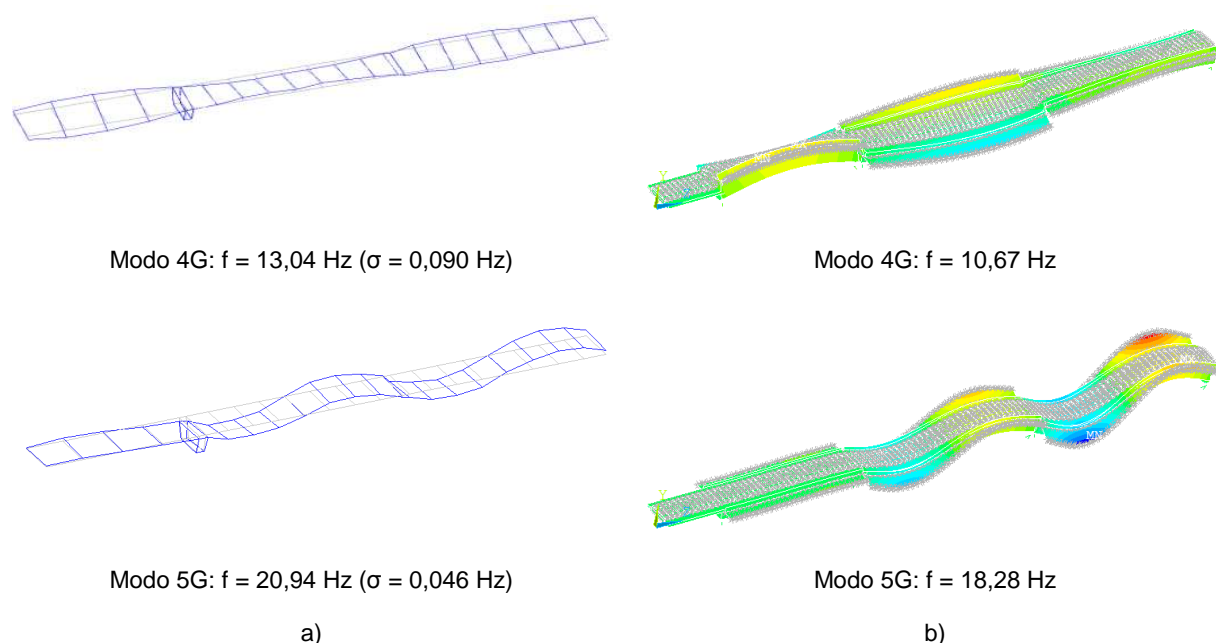


Figura 4.35 – Modos de vibração globais: a) experimentais, b) modelo numérico B após calibração [52]

Os modos de vibração 1G, 2G e 5G envolvem flexão simultânea de vãos 2 e 3. No caso particular dos modos 1G e 2G, os valores das frequências e a própria configuração modal são semelhantes pois estão relacionadas com o efeito de união que ocorre entre os vãos simplesmente apoiadas devido à continuidade estabelecida pela via-férrea, composta pelos carris, travessas, palmilhas e camada de balastro. Já o modo 3G envolve isoladamente a flexão do primeiro vão do viaduto. Finalmente o modo 4G está associado a movimentos de torção dos diferentes vãos do viaduto.

4.4.2 FASE 2 - IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS LOCAIS DA ESTRUTURA

No que respeita aos parâmetros modais locais da estrutura, estes estão por norma associados a frequências de vibração mais elevadas caracterizando-se por deformações em elementos estruturais específicos. Um exemplo é a laje do tabuleiro betonada *in situ*.

Durante a segunda fase do ensaio foram considerados 84 pontos, fixos e móveis, no tramo de 21,0 m, com particular incidência na metade do vão do lado Norte (Figura 4.36), onde foi avaliada a resposta em termos de acelerações verticais. Foram instalados acelerómetros sobre as travessas, no muro guarda-balastro, na extremidade das consolas e na laje inferior do tabuleiro. A instalação nas travessas é resultado da impossibilidade de ter acesso direto à laje betonada *in situ*.

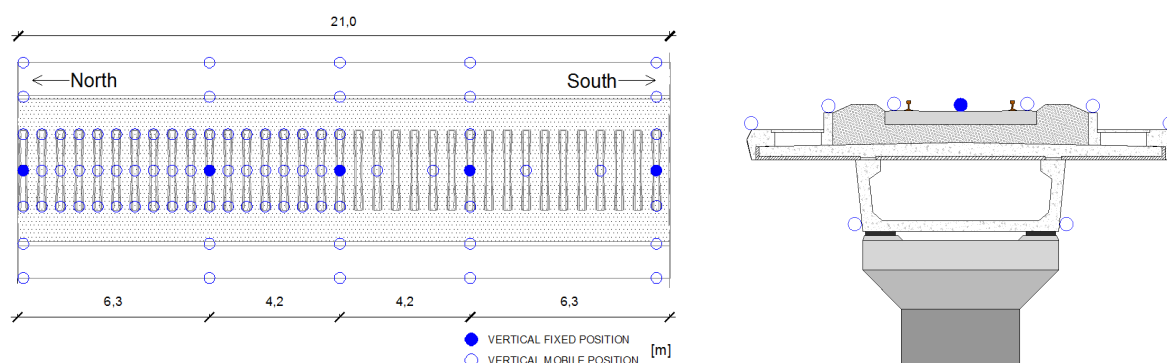


Figura 4.36 – Pontos de medição da Fase 2 do ensaio de vibração ambiental [52]

Os resultados da 2ª fase do ensaio experimental são apresentados no Quadro 4.12, onde se expressam os valores das frequências naturais de vibração e os coeficientes de amortecimento para os modos de vibração locais da estrutura.

Quadro 4.12 – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Coeficiente de amortecimento (%)
1L	25,48	2,16
2L	27,41	2,13
3L	53,18	4,47
4L	60,18	3,35
5L	74.60	4,81

Analogamente ao exposto na fase 1 descrita na secção 4.4.1, apresenta-se na Figura 4.37 as configurações e frequências dos modos locais obtidos na campanha experimental e através da análise modal com o modelo numérico B calibrado.

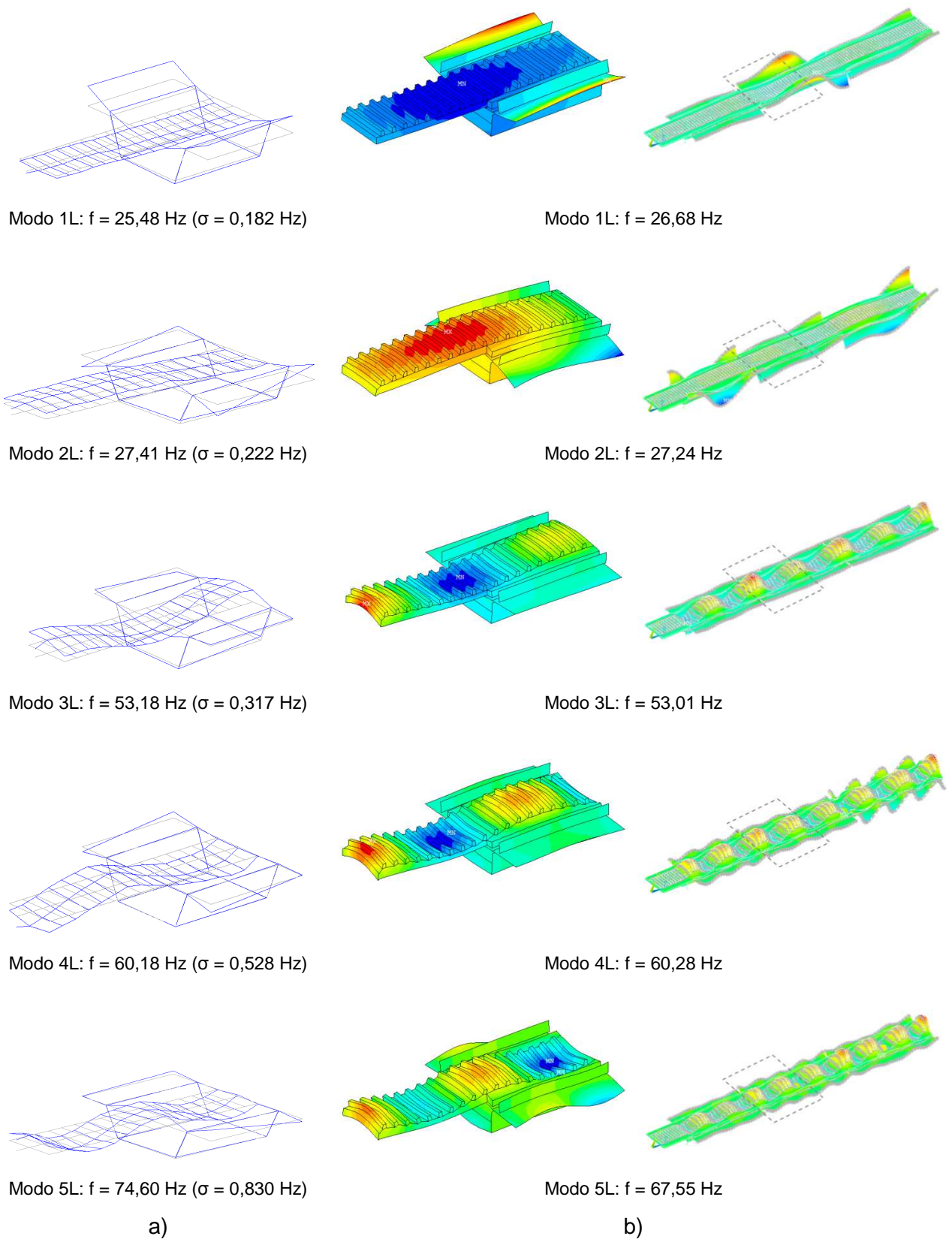


Figura 4.37 – Modos de vibração locais: a) experimentais, b) numéricos após calibração [52]

Os modos de vibração 1L e 2L envolvem principalmente os movimentos das consolas dos passeios, que por sua vez, produzem movimentos na zona central da laje superior do pavimento. Já os modos 3L, 4L e 5L são predominantemente associados a movimentos de flexão da zona central da laje superior, que se transmitem às consolas.

4.4.3 MODOS FINAIS DO MODELO C

Os modos de vibração da estrutura, obtidos através de análises modais, sofreram alterações no valor das suas frequências naturais. Estas alterações devem-se às mudanças efetuadas no código ao longo dos trabalhos desenvolvidos no âmbito da dissertação. Importa então fazer uma comparação entre as frequências no modelo numérico B e as frequências do modelo final. Esta comparação é apresentada no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 – Comparação entre frequências naturais dos vários modos de vibração

Modo	Modelo B f (Hz)	Modelo C f (Hz)	Diferença (%)
1G	6,73	6,64	1,28%
2G	6,78	6,69	1,29%
3G	9,79	9,74	0,55%
4G	10,67	10,62	0,51%
5G	18,28	18,06	1,23%
1L	26,68	26,30	1,43%
2L	27,24	26,98	0,97%
3L	53,01	51,43	2,98%
4L	60,28	61,00	1,20%
5L	67,55	67,03	0,78%

Pela observação do Quadro 4.13 pode-se concluir que as alterações não provocaram uma variação significativa nos modos identificados experimentalmente. O modo 3L é o modo que apresenta uma diferença mais elevada, mas ainda assim aceitável visto se tratar de um modo local da laje de pavimento. É dado então como validado o modelo a utilizar nas análises com interação veículo-estrutura.

5

MODELAÇÃO NUMÉRICO DO COMBOIO TGV

5.1 INTRODUÇÃO

A realização de uma análise dinâmica com interação veículo-estrutura implica a modelação dos dois sistemas. As análises com interação permitem avaliar as acelerações sentidas no interior das carruagens de modo a avaliar o nível de conforto dos passageiros e considerar as irregularidades da via e das rodas do veículo. Tudo dependerá da complexidade atribuída a cada um dos modelos.

Na secção 3.2.2 foi feita referência ao modelo simplificado de massas móveis que pode ser usado numa análise com interação, e que pode ser considerado como o impulsionador dos modelos mais complexos de interação. Um modelo mais completo que o anterior, mas ainda simplificado, é o modelo massa-mola-amortecedor que resulta na simulação de cada eixo do veículo de forma independente, e incorpora a mola e o amortecedor primário que fazem ligação à massa suspensa [53].

Existem modelos numéricos mais complexos do veículo, compostos por corpos rígidos ou por elementos finitos que permitem considerar o estado de deformação de cada elemento. Os primeiros consideram o veículo como um conjunto de corpos rígidos interligados por elementos flexíveis e em que os movimentos de cada corpo são governados por um conjunto, geralmente reduzido, de graus de liberdade de referência [42].

O modelo do comboio para a análise dinâmica com interação pode ser bidimensional ou tridimensional. Nos modelos bidimensionais, a interação entre o veículo e a ponte é normalmente estudada para a direção vertical, onde se avalia a resposta em termos de deslocamentos verticais e rotações no plano, no entanto existem também estudos em que envolvem análises na direção transversal. Em contrapartida, os modelos tridimensionais permitem caracterizar a resposta dinâmica em qualquer elemento estrutural ou em qualquer ponto do comboio, englobando um número mais elevado de graus de liberdade e portanto atendendo à participação de um maior número de modos de vibração que não eram possíveis ter em conta numa análise bidimensional. Outras vantagens da modelação 3D do comboio, em detrimento da 2D, é a possibilidade de avaliar as acelerações sentidas em qualquer posição da caixa, de modo a avaliar o nível de conforto dos passageiros e permitir também simular mais realisticamente o efeito das irregularidades da via, uma vez que admite a definição separada das irregularidades em cada carril [42]. Estão referenciados em Ribeiro [42] vários trabalhos sobre esta temática, nomeadamente trabalhos em que foram estudados modelos mais simplificados, modelos bidimensionais com análise na direção vertical e transversal e modelos tridimensionais.

O presente trabalho incide sobre o comboio francês TGV e tem por base o modelo criado por Meixedo [22] e Bonifácio [54] em 2012, o qual foi calibrado tendo em conta as propriedades definidas

no ERRI D214/RP9 [27]. Foram utilizados elementos finitos com comportamento de viga rígida para simular todos os elementos que constituem o comboio, nomeadamente a caixa e o *bogie*, onde se concentram as massas, ligados por intermédio de molas e amortecedores, simulando os sistemas de suspensão secundário e primário. O modelo foi obtido com recurso ao programa comercial ANSYS e posteriormente, as análises com interação executadas com o auxílio do MATLAB [49].

Neste capítulo é descrito de forma detalhada o modelo do comboio utilizado no caso de estudo, sendo realçadas as alterações realizadas no modelo no âmbito da presente dissertação. No programa de cálculo utilizado para efetuar as análises dinâmicas com interação ponte-comboio, o *Vehicle-Structure Interaction* (VSI), para traduzir de forma realista o movimento longitudinal do comboio são aplicadas condições iniciais na análise dinâmica que têm em conta a velocidade do comboio, e deste modo, o comboio move-se efetivamente em relação à ponte. Nos estudos realizados anteriormente, [22] e [54], o comboio não se deslocava na direção longitudinal, sendo simulado um pseudo-movimento através da alteração dos pontos da ponte que contactam com o comboio. Este tipo de modelação aumenta significativamente o grau de complexidade do modelo utilizado tendo sido por isso necessário alterar e validar o modelo realizado por Meixedo [22] e Bonifácio [54].

A modelação utilizada no VSI, onde se considera a velocidade inicial, permite definir de forma realista o movimento do comboio e, apesar de na presente dissertação apenas se analisar a interação ponte-comboio na direção vertical, o modelo desenvolvido consegue traduzir de forma realista o comportamento tridimensional do comboio, desde que sejam conhecidas as suas propriedades.

5.2 TGV (TRAIN À GRANDE VITESSE)

5.2.1 CARACTERIZAÇÃO

O *Train à Grande Vitesse* (TGV) é um comboio de alta velocidade da rede ferroviária nacional francesa SNCF (*Société Nationale des Chemins de Fer Français*), construído pela empresa Alstom e pode atingir velocidades até os 350 km/h. O TGV foi o primeiro comboio de alta velocidade da Europa e serve atualmente mais de 150 destinos em toda a França, bem como transporte de passageiros em toda a fronteira com a Bélgica, Alemanha, Espanha, Suíça, Luxemburgo e Itália, onde os passageiros podem fazer ligação com outros serviços europeus de alta velocidade [55].



Figura 5.1 – Comboio TGV Duplo [56]

O TGV circula em linhas especiais conhecidas como LGV (*Ligne à Grande Vitesse*), o que permite alcançar os 320 km/h em linhas mais recentes. Contudo, este comboio também pode circular em linhas convencionais, apesar de transitar a velocidades inferiores. Em 2007, durante um teste, a composição V150 atingiu uma velocidade máxima de 574,8 km/h, perto de Champanha-Ardenas, na linha Paris-Estrasburgo, constituindo um novo recorde mundial de velocidade sobre carris.

O comboio TGV Duplo (Figura 5.1) é o único constituído por dois andares e que pode operar em velocidades muito altas. A solução foi concebida a pensar no número elevado de passageiros a transportar, sem que este excedesse o comprimento das plataformas das estações. Apresenta também uma série de características inovadoras como, por exemplo, as carruagens, os dispositivos elétricos, os *bogies* e os assentos são feitos de alumínio, diminuindo deste modo o peso total do veículo. As carruagens de extremidade servem de zonas de deformação para melhorar a resistência ao choque, no caso de uma colisão. Como referido anteriormente, o TGV duplo é de tipologia articulada e é constituído por 2 veículos iguais e simétricos que englobam 4 locomotivas, 4 carruagens de transição e 12 carruagens de passageiros, totalizando 52 eixos, com cargas por eixo a variar entre os 163 kN e os 170 kN, perfazendo um comprimento total de aproximadamente 400 m e um afastamento médio entre *bogies* de 18,7 m. Com uma capacidade total para 510 passageiros sentados, este é repartido em 182 lugares de primeira classe e 328 lugares da classe normal [56].

Trabalhos anteriores em que se realizaram análises comparativas entre comboios articulados com 7, 10, 16 e 20 carruagens, permitiram Lee e Kim [57] concluir que os modelos com poucas carruagens, nomeadamente os dois primeiros, conduziam a resultados, em certa medida, afastados dos modelos com mais carruagens. Por esta razão, Meixedo [22] e Bonifácio [54] adotaram o comboio TGV Duplo, com um total de 20 carruagens, obtendo resultados mais rigorosos, especialmente em análises considerando velocidades de ressonância.

Na Figura 5.2 apresenta-se o esquema de cargas por eixo de um TGV Simples, sendo equivalente para o seu contíguo.

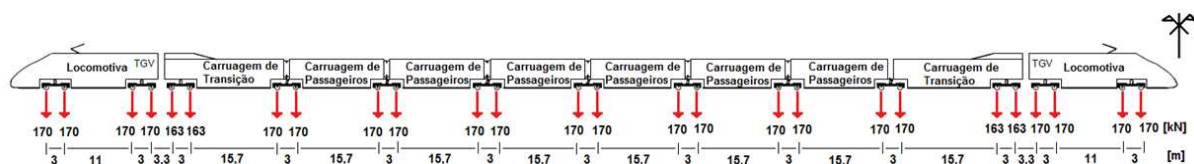
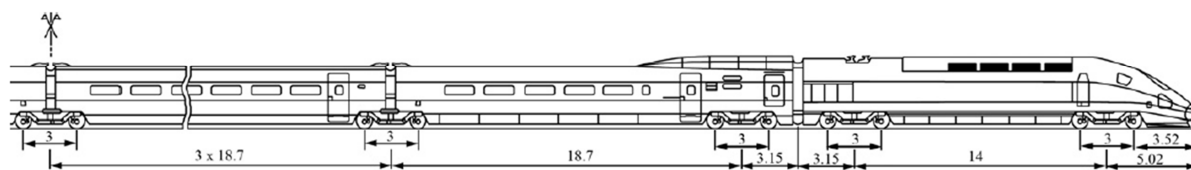


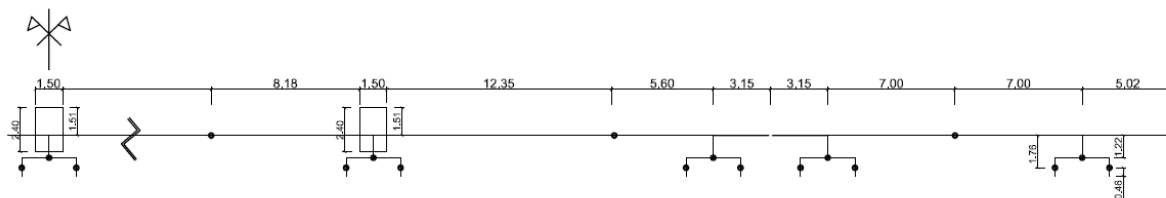
Figura 5.2 – Esquema de cargas por eixo de um dos dois veículos do TGV Duplo

5.2.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA INICIAL DO TGV DUPLO

Nesta secção é descrito o modelo numérico do TGV Duplo elaborado por Meixedo [22] e Bonifácio [54] e que começou por um modelo bidimensional simplificado. Na Figura 5.3 está representada a locomotiva, a carruagem de transição e parte da carruagem de passageiros. É possível observar as simplificações consideradas na modelação 2D. São apresentadas algumas das distâncias necessárias para a modelação, bem como a posição das várias massas consideradas no modelo.



a) Esquema de metade do TGV Simples



b) Desenho cotado das medidas consideradas na modelação

Figura 5.3 – Modelação 2D do TGV (adaptado de [58])

As propriedades consideradas na modelação 2D do comboio foram retiradas do relatório ERRI D214/RP9 [27], e do artigo publicado por Lee e Kim [57]. Na falta de informação mais correta, foram consideradas as características referentes ao EUROSTAR para as locomotivas, as carruagens de transição e as carruagens de passageiros, indicadas nos Quadros 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4, devido a este ser um comboio articulado muito similar ao TGV. As constantes de amortecimento horizontal do sistema de ligação entre as carruagens articuladas foram consideradas tendo por base os valores no artigo de Lee e Kim [57], visto não serem referidos no relatório.

Quadro 5.1 – Propriedades atribuídas às locomotivas

Caixa	Massa (M_c)	51500	Kg
	Momento de Inércia (J_c)	$1,050 \times 10^6$	Kg.m^2
Bogie	Massa (M_b)	2200	Kg
	Momento de Inércia (J_b)	1900	Kg.m^2
Eixo/Roda	Massa (M_r)	1700	Kg
Rigidez	Suspensão Secundária (k_s)	$3,26 \times 10^6$	N/m
	Suspensão Primária (k_p)	$2,60 \times 10^6$	N/m
Amortecimento	Suspensão Secundário (c_s)	$0,90 \times 10^6$	N.s/m
	Suspensão Primária (c_p)	$0,12 \times 10^6$	N.s/m

Quadro 5.2 – Propriedades atribuídas às carruagens de transição

Caixa	Massa (M_c)	35860	Kg
	Momento de Inércia (J_c)	$1,658 \times 10^6$	Kg.m^2
Bogie	Massa (M_b)	2200	Kg
	Momento de Inércia (J_b)	1900	Kg.m^2
Eixo/Roda	Massa (M_r)	1700	Kg
Rigidez	Suspensão Secundária (k_s)	$0,90 \times 10^5$	N/m
	Suspensão Primária (k_p)	$2,60 \times 10^6$	N/m
Amortecimento	Suspensão Secundário (c_s)	$2,00 \times 10^4$	N.s/m
	Suspensão Primária (c_p)	$1,20 \times 10^4$	N.s/m

Quadro 5.3 – Propriedades atribuídas às carruagens de passageiros

Caixa	Massa (M_c)	22525	Kg
	Momento de Inércia (J_c)	$0,810 \times 10^6$	Kg.m^2
Bogie	Massa (M_b)	2900	Kg
	Momento de Inércia (J_b)	2508	Kg.m^2
Eixo/Roda	Massa (M_r)	1900	Kg
Rigidez	Suspensão Secundária (k_s)	$5,80 \times 10^5$	N/m
	Suspensão Primária (k_p)	$2,00 \times 10^6$	N/m
Amortecimento	Suspensão Secundário (c_s)	$1,00 \times 10^4$	N.s/m
	Suspensão Primária (c_p)	$1,20 \times 10^4$	N.s/m

Quadro 5.4 – Propriedades dos amortecedores do sistema de ligação longitudinal das carruagens

Amortecimento Longitudinal	Superior (c_{as})	$0,0495 \times 10^6$	N.s/m
	Inferior (c_{ai})	$0,0660 \times 10^6$	N.s/m

Na modelação inicial do comboio 2D, foram considerados os elementos finitos descritos no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Tipo de elementos utilizados

Designação	Tipo de elemento
BEAM44	Viga
COMBIN14	Mola e/ou amortecedor
MASS21	Massa pontual

O modelo de elementos finitos desenvolvido é equivalente a um modelo de corpos rígidos. Foram atribuídos valores elevados para as inércias dos elementos de barra, de modo a simular o comportamento de viga rígida. As massas dos vários elementos que constituem o comboio foram simuladas recorrendo a elementos de massa pontual.

O modelo 2D do TGV permitiu validar mais facilmente os parâmetros utilizados e determinar alguns modos de vibração importantes. Contudo, tornou-se necessária a modelação tridimensional do comboio, visto o modelo do viaduto também o ser. Para passar de uma modelação bidimensional para uma tridimensional foi necessário reduzir para metade algumas propriedades do comboio. Esta alteração aplicou-se na totalidade das carruagens e destacam-se as seguintes propriedades:

- Massa do *bogie* (M_b);
- Massa do eixo/roda (M_r);
- Rigidez e amortecimento da suspensão primária (k_p e c_p);
- Rigidez e amortecimento da suspensão secundária (k_s e c_s);
- Amortecimento longitudinal superior (c_{as});
- Amortecimento longitudinal inferior (c_{ai}).

O contacto entre a roda do veículo e o carril é um fenómeno complexo de contacto de dois corpos, não linear, e que envolve a caracterização da superfície de contacto e das tensões geradas quando os dois corpos exercem pressão entre eles [28]. O problema do contacto roda-carril pode ser traduzido com recurso ao modelo de Hertz ou através do método dos elementos finitos. No presente trabalho foi adotada a teoria de hertz para o cálculo da rigidez de contacto roda-carril.

A rigidez linearizada do contacto roda carril pode ser calculada através da expressão [42]:

$$K_{rc} = \frac{3}{2} F^{\frac{1}{3}} \left[\frac{2}{3} \frac{E}{1 - \nu^2} (r_r r_c)^{\frac{1}{4}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (5.1)$$

em que, F corresponde à força de contacto, normalmente considerada igual à carga estática da roda, E e ν representam o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do aço da roda e do carril, admitindo o mesmo material para ambos os elementos, r_r o raio da roda e r_c o raio da mesa de rolamento do carril.

De modo a ser possível avaliar adequadamente o nível de conforto a que os passageiros estão sujeitos, foi modelado um sistema de um grau de liberdade massa-mola-amortecedor, que simula o passageiro e o assento. De modo a perceber qual a variação da aceleração sentida pelos passageiros em diferentes posições do TGV, foram escolhidas as 4 carruagens de transição e 4 das 12 carruagens de passageiros, nomeadamente as 2 carruagens centrais de cada comboio. Igualmente, dentro de cada uma dessas

carruagens foram seleccionadas três localizações para o conjunto assento-passageiro: uma no início, outra no meio e uma última no fim. Cada uma das localizações tem passageiros de ambos os lados do TGV, como é possível observar na Figura 5.4. De modo a caracterizar parametricamente o sistema assento-passageiro foram adotados os valores presentes no Quadro 5.6, que por falta de dados relativos ao TGV, foram considerados os valores obtidos de ensaios efetuados aos assentos do Alfa Pendular [42].

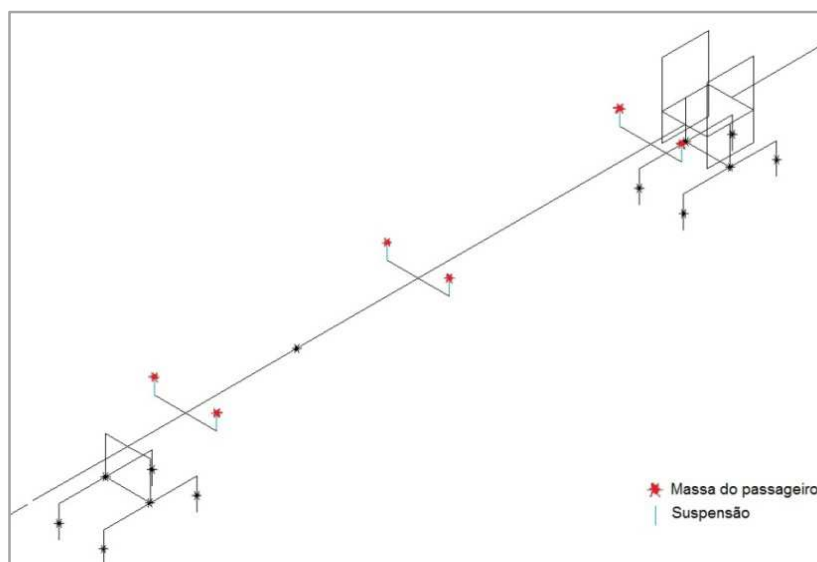


Figura 5.4 – Pormenor do sistema assento/passageiro na carruagem de transição

Quadro 5.6 – Propriedades referentes ao sistema assento-passageiro

Massa Passageiro		80	Kg
Assento	Rigidez (k)	$58,4 \times 10^3$	N/m
	Amortecimento (c)	1658,6	N.s/m

A massa do passageiro foi modelada com o elemento MASS21 e o assento com o elemento COMBIN14 que incorpora ambos valores de amortecimento e rigidez. Mais uma vez, recorre-se ao elemento BEAM44 para simular uma viga rígida, de modo a permitir a colocação do sistema massa-mola-amortecedor em cada um dos lados do TGV. O modelo 3D foi também, do mesmo modo que o 2D, travado em todos os nós na direção transversal, e na direção longitudinal para as caixas e os bogies. No final da ligação roda-carril são bloqueados todos os graus de liberdade.

5.2.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO TGV SIMPLIS UTILIZADO NO VSI

A necessidade de adaptar o modelo numérico do TGV para ser utilizado nas análises dinâmicas previstas na presente dissertação levou à necessidade de alterar o código que gera o comboio. As

alterações acabaram por ter um carácter geral, tornando o modelo final com um comportamento mais próximo do real.

No modelo inicial do comboio toda a sua geometria (coordenadas dos nós e conectividade) era definida no ficheiro APDL (ANSYS *Parametric Design Language*). Este tipo de modelação dificulta qualquer alteração que se pretenda efetuar posteriormente no modelo do comboio e por isso procedeu-se à modelação da geometria do comboio utilizando o programa AutoCAD (Figura 5.5). Os diferentes elementos gerados em AutoCAD foram agrupados em *layers*, sendo posteriormente exportados de forma automática para o ANSYS [50]. Este processo permite a importação dos vários elementos e a atribuição das várias propriedades físicas e mecânicas de uma forma bastante automatizada. A modelação em AutoCAD permitiu também a adoção de eixos diferentes para o comboio, sendo utilizado o eixo X para o longitudinal e os eixos Z e Y para a direção vertical e transversal.

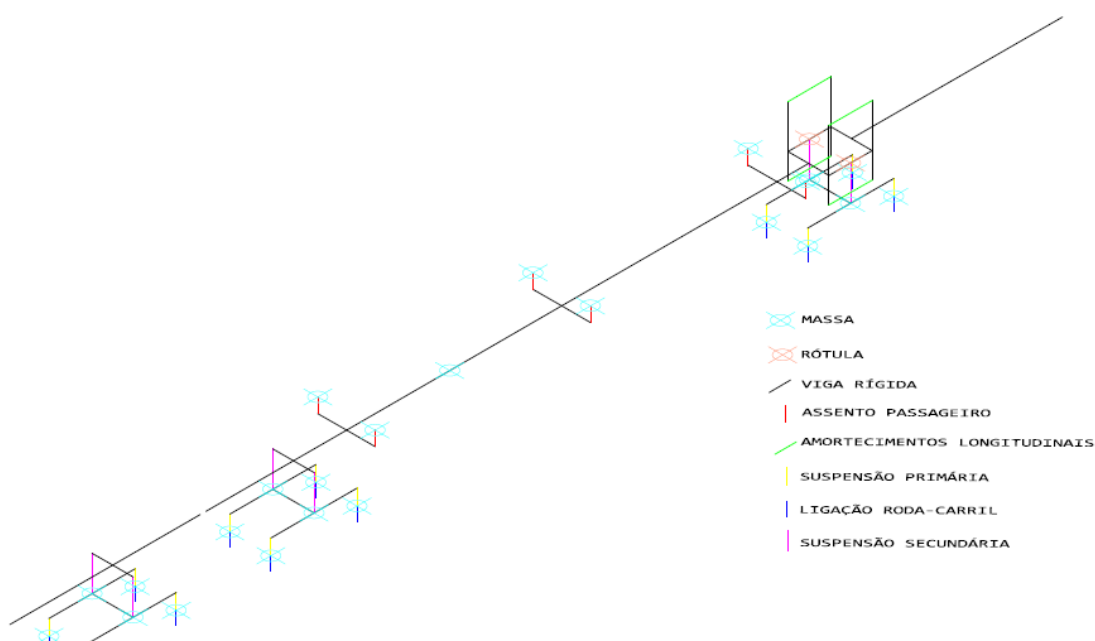
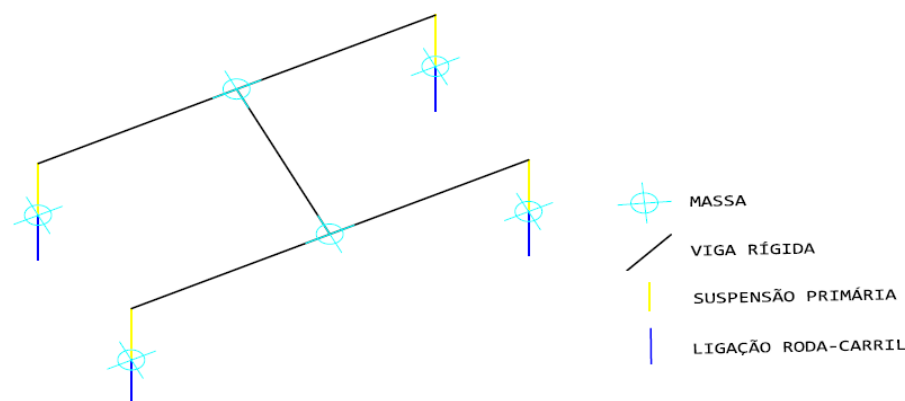


Figura 5.5 – Pormenor do Modelo do TGV em AutoCAD

Todas as alterações efetuadas foram validadas através da realização de análises modais, sendo os valores obtidos dos modos de vibração comparados com os valores iniciais obtidos com o modelo utilizado por Meixedo [22]. Após validada a geometria do modelo criado em AutoCAD, procederam-se às restantes alterações no código do comboio. Numa fase inicial, para um maior controlo do comportamento dinâmico do comboio, foi criado um modelo simplificado que corresponde a um *bogie* do TGV (ver Figura 5.6). Este modelo permitiu a fácil deteção de erros e um maior controlo das alterações a efetuar no modelo do TGV completo.

Figura 5.6 – Pormenor do *bogie*

Para simplificar o modelo numérico do comboio foi apenas modelado o TGV simples, o que se traduziu numa redução para metade dos graus de liberdade e modos de vibração do comboio e uma redução dos tempos de cálculo da análise modal. O TGV duplo pode ser modelado nos programas VSI e TBI considerando dois modelos do TGV simples (blocos), desfasados longitudinalmente.

A modelação do comboio foi executada na versão 13.0 do ANSYS [50], ao contrário do modelo anterior que foi modelado na versão 12.0. Foram substituídos todos os elementos que serão descontinuados em versões futuras do ANSYS [50], de forma análoga ao que foi realizado no capítulo 4 para o modelo do viaduto de Alverca.

Foram eliminados todos os apoios do modelo do comboio, com vista à sua utilização nas análises dinâmicas realizadas com o programa VSI. Foi também contemplada a possibilidade de colocar apoios nos pontos de contacto para permitir a sua utilização com o programa TBI. Os apoios foram substituídos por elementos que introduzem equações de compatibilidade de deslocamentos nas zonas em que não se conhece a conectividade entre elementos segundo as três direções. Por exemplo, nas suspensões primárias e secundárias introduziram-se restrições entre os deslocamentos segundo as direções longitudinal e transversal, sendo o comportamento na direção vertical modelado através da rigidez e amortecimento das suspensões. Foi seguido um raciocínio análogo para a mola-amortecedor que simula a ligação assento-passageiro. A introdução destes elementos teve uma ordem de criação ascendente, devido aos pontos de contacto serem os únicos pontos a servir de apoio à restante estrutura. Para estudos futuros envolvendo este modelo, a alteração efetuada é importante, já que permite mobilizar os modos de torção segundo a direção longitudinal.

Os elementos que definem as equações de compatibilização foram utilizados também para a criação das rótulas da ligação articulada entre carruagens. Estes elementos são expostos na Figura 5.7, onde se apresenta uma carruagem de transição do TGV.

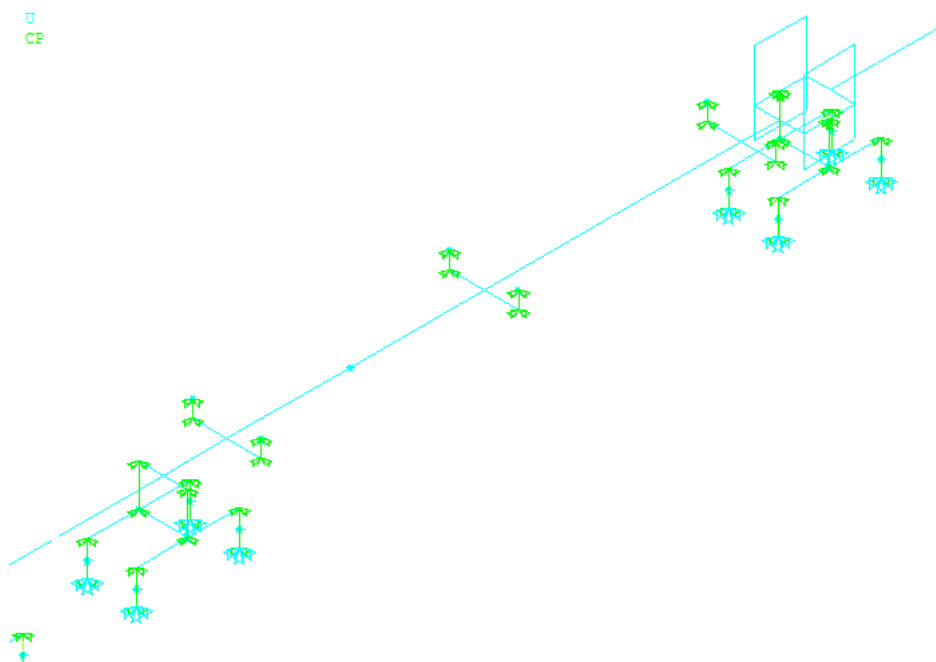


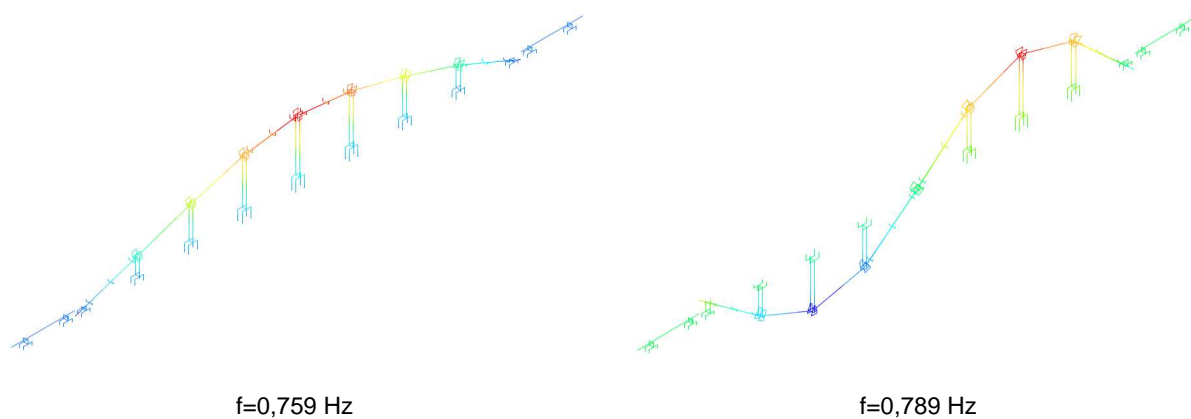
Figura 5.7 – Pormenor das *Constrain Equations* na carruagem de transição

5.2.4 ANÁLISE MODAL

Foram identificados vários modos de vibração e as suas frequências associadas, para o modelo final após alterações. Destes destacam-se modos globais do comboio e modos locais por norma associados a frequências de vibração mais elevadas, nomeadamente nos *bogies* e passageiros.

5.2.4.1 Modos de vibração globais

Na parte articulada do TGV, constituída por um total de 8 carruagens foram identificados 7 modos de vibração globais que são apresentados na Figura 5.8.



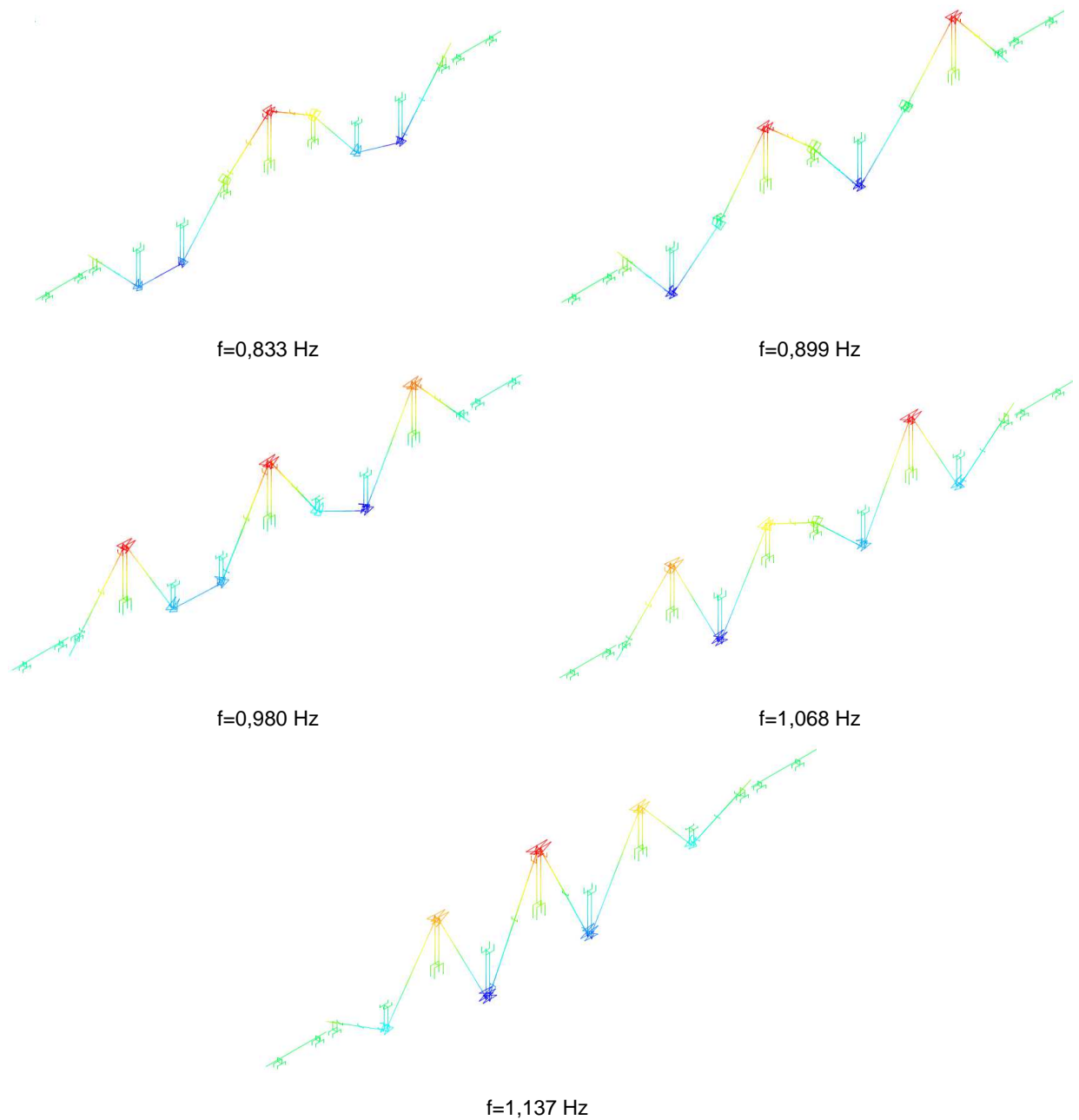


Figura 5.8 – Modos de vibração da parte articulada do comboio

De igual forma, foram identificados modos envolvendo a deformação da locomotiva. No TGV simples existem duas locomotivas, com modos de vibração e frequências semelhantes, optando-se por apresentar na Figura 5.9 os modos referentes à primeira locomotiva.

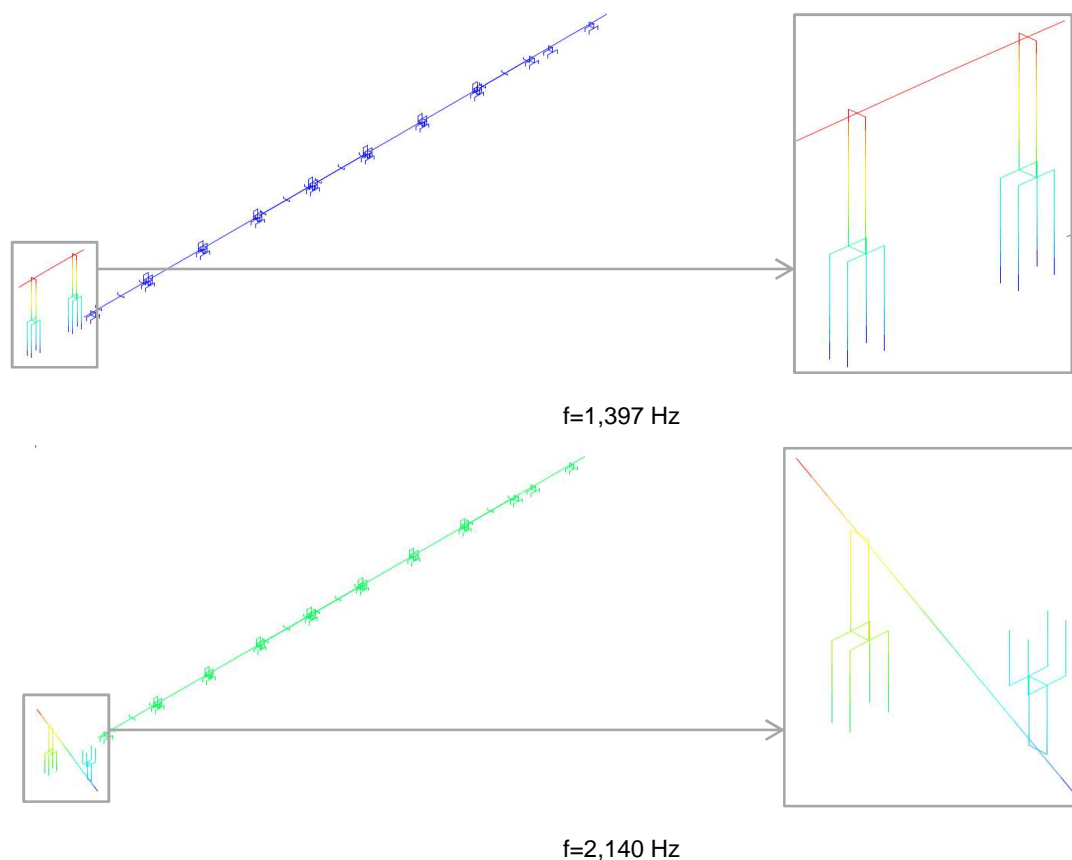


Figura 5.9 – Modos de vibração da locomotiva

5.2.4.2 Modos de vibração locais

Na Figura 5.10 apresentam-se os modos de vibração associados às suspensões secundárias dos *bogies* nas ligações articuladas. Estes apresentam movimentos de corpo rígido, nomeadamente movimentos de rotação em torno do eixo transversal (Y) e movimentos de translação vertical. Os modos associados à rotação segundo o eixo longitudinal não são abordados na presente dissertação dado que a informação presente em [27] não permite calibrar as propriedades que influenciam estes modos de vibração. Existem sete modos diferentes com valores de frequências similares associados a rotação segundo Y e translação vertical, apresentando-se apenas um modo para ambas.

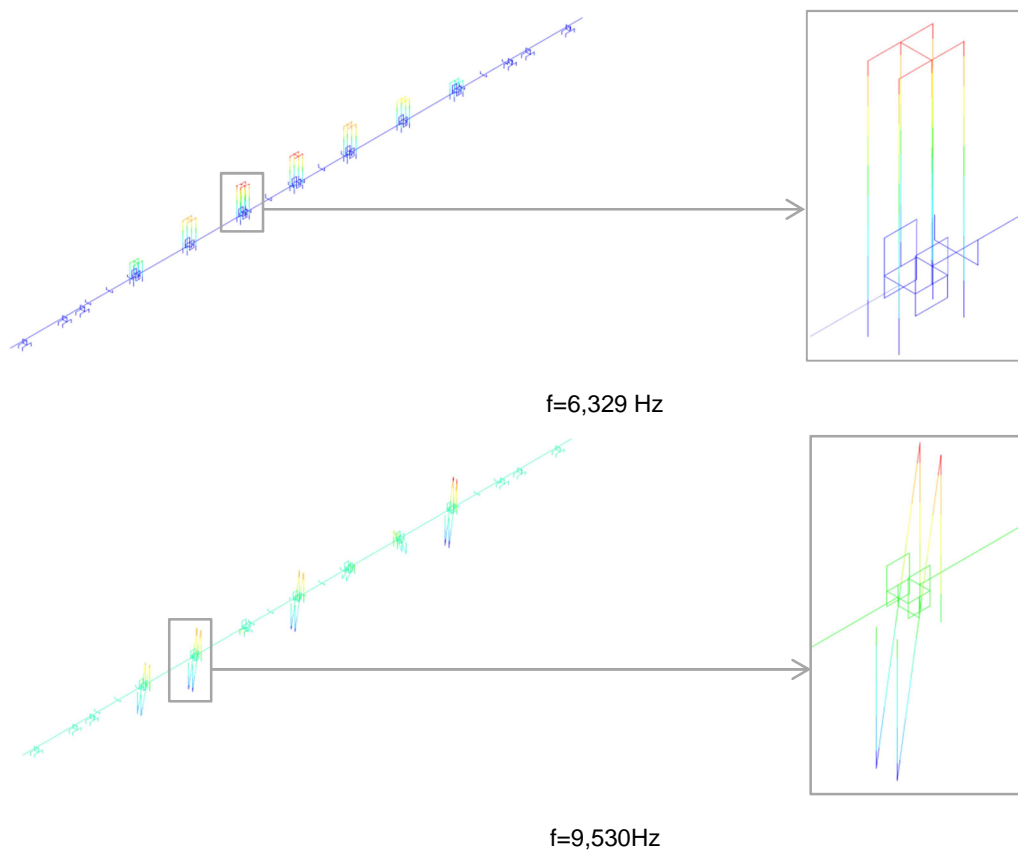


Figura 5.10 – Modos de vibração das suspensões secundárias dos *bogies* da parte articulada do comboio

Nas Figuras 5.11 e 5.13 são apresentados modos de vibração associados às suspensões secundárias do *bogie* da carruagem de transição e dos *bogies* da locomotiva, respetivamente. Na Figura 5.12 é apresentado um modo representativo de rotação segundo o eixo transversal (Y) do *bogie* da locomotiva e da carruagem de transição.

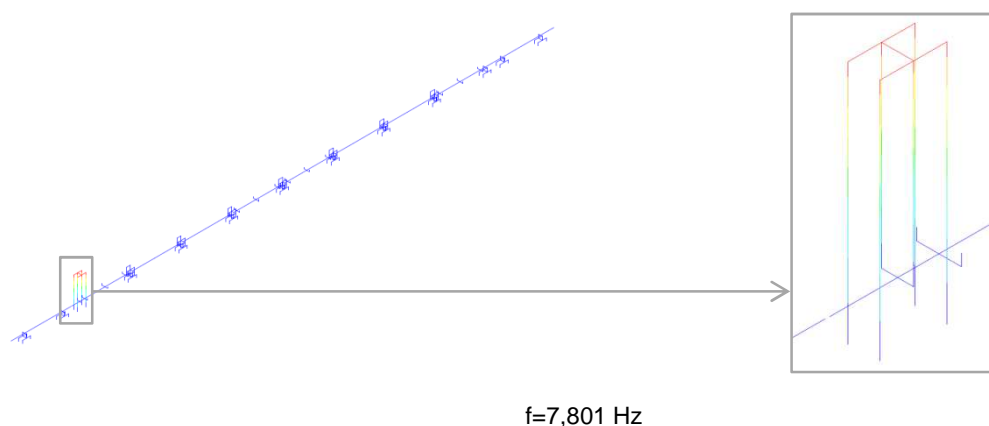


Figura 5.11 – Modos de vibração do *bogie* extremo da carruagem de transição

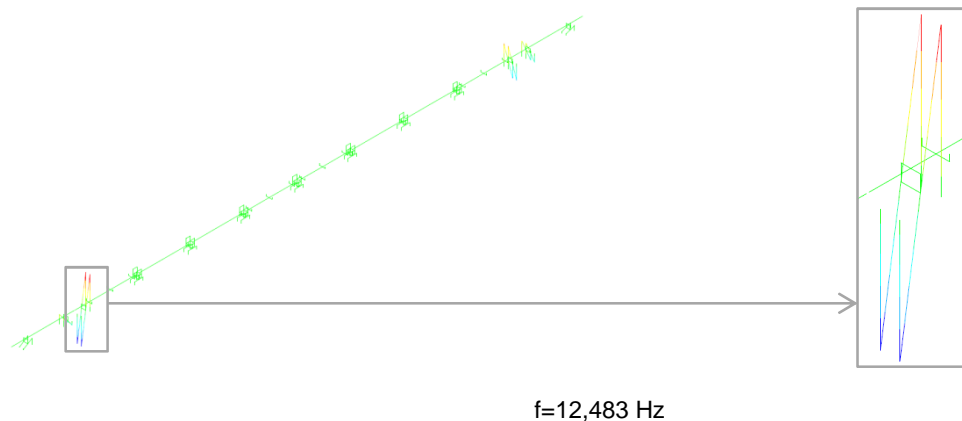


Figura 5.12 – Modo de vibração dos *bogies* da carruagem de transição e da locomotiva

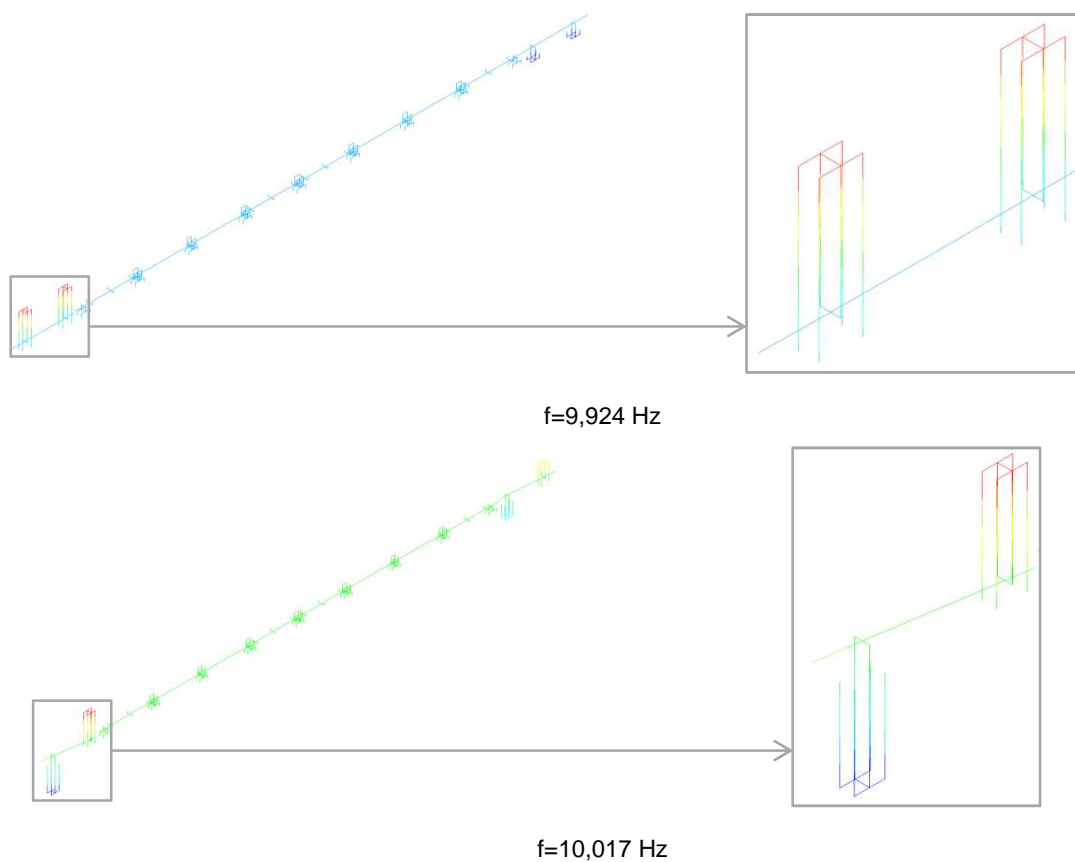


Figura 5.13 – Modos de vibração dos *bogies* da locomotiva

Foram identificados inúmeros modos de vibração com frequências próximas, associados aos 12 sistemas de assento/passageiro modelados, pelo que importa apresentar um modo a título de exemplo (Figura 5.14).

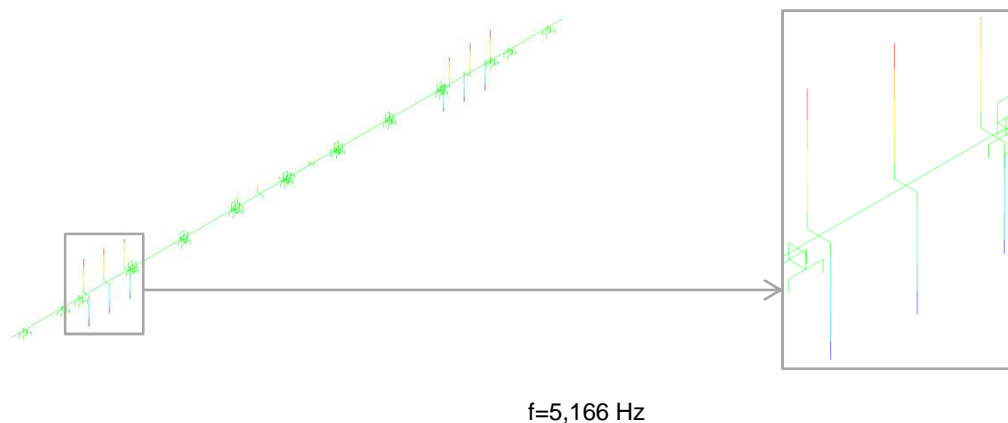


Figura 5.14 – Modo de vibração do sistema passageiro/assento nas carruagens articuladas centrais

6

ANÁLISE DINÂMICA DO VIADUTO DE ALVERCA SOB AÇÃO DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as análises dos efeitos dinâmicos induzidos pela passagem do TGV no viaduto de Alverca. Com efeito, são efetuadas análises considerando interação veículo-estrutura por dois métodos: sobreposição modal e integração direta.

Expõem-se as validações efetuadas em ambos os modelos numéricos a utilizar nas análises dinâmicas e são analisadas as respostas para ambos os subsistemas, viaduto e comboio. No desenvolvimento das secções apresentam-se também os parâmetros considerados para as análises efetuadas.

Posteriormente são comparadas duas metodologias de cálculo distintas para a obtenção dos resultados. Deste modo, recorre-se a dois programas de cálculo dinâmico, o TBI e o VSI, sendo explicado os parâmetros necessários definir para ambos na secção 6.2. No final do capítulo serão expressas as capacidades de cada uma das metodologias na obtenção de diferentes tipos de resultados, bem como a comparação dos dois métodos na obtenção da mesma resposta.

6.2 INFLUÊNCIA DO AMORTECIMENTO

No que diz respeito ao método da sobreposição modal, é possível ser atribuído um coeficiente de amortecimento por modo. Alguns destes coeficientes foram obtidos experimentalmente, e são apresentados na secção 4.4. Nos restantes modos que não foram identificados, foi considerado o amortecimento regulamentar definido pela equação (6.1), extraída do Quadro 2.5 referente a estruturas em betão pré-esforçado.

$$\xi = \begin{cases} 1,0 + 0,07(20 - L); & L < 20m \\ 1,0 & ; \quad L \geq 20m \end{cases} \quad (6.1)$$

Foi escolhido o menor valor de amortecimento, chegando-se ao valor de $\xi = 1\%$, que corresponde ao valor do tramo de 21 m. Meixedo [22] efetuou um estudo que reflete a variação da aceleração máxima para um modo de ordem n identificado numericamente até aos 60 Hz (86 modos), confrontando diferentes cenários de amortecimento. As conclusões retiradas do estudo são apresentadas na Figura 6.1, em que é exposto o amortecimento considerado para um total de 86 modos. Análises

efetuadas levaram á necessidade de modificar o amortecimento de modos locais da laje de tabuleiro, aproximando-os a coeficientes de vibração identificados experimentalmente.

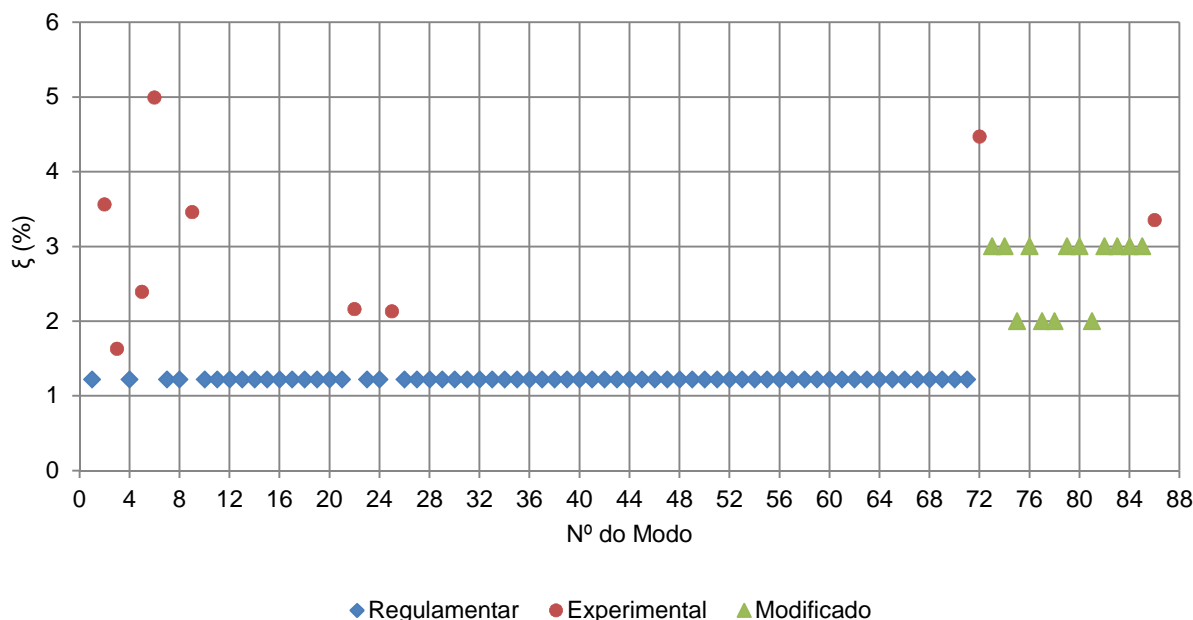


Figura 6.1 – Coeficientes de Amortecimento atribuídos modo a modo [22]

O método de integração direta resolve o sistema de equações de equilíbrio dinâmico sem recorrer a uma mudança de variável, o que exige o conhecimento das três matrizes globais que entram no cálculo dinâmico: a matriz de Rigidez (\underline{K}), a matriz de massa (\underline{M}) e a matriz de amortecimento (\underline{C}).

Na secção 3.2.2 da presente dissertação, são abordados os princípios da formulação de Rayleigh que considera a matriz de amortecimento proporcional à matriz de massa e à matriz de rigidez. A dificuldade no método prende-se na escolha das duas frequências e respetivo coeficiente de amortecimento necessários ao cálculo da equação da curva de amortecimento de Rayleigh. De facto, a tarefa de traçar uma curva que percorra os amortecimentos considerados para todos os modos é impraticável. Assim torna-se necessário entender quais os modos que mais contribuem para a resposta dinâmica da estrutura.

Por norma, os modos que mais contribuem para a resposta dinâmica de uma estrutura são os modos que apresentam frequências mais baixas. Assim sendo, importa estudar o contributo dos primeiros modos para a resposta do viaduto a fim de saber quais os modos a considerar para o traçado da curva. O intervalo alargado de velocidades a que um comboio de alta velocidade pode circular torna esta tarefa mais complexa, sendo que se escolheu traçar uma curva de amortecimento de Rayleigh com base na velocidade ressonante, já que os modos principais são observados claramente. Com efeito, aplicando o TBI, foram realizadas análises envolvendo os primeiros 8 modos, para a velocidade de ressonância do tramo de 16,5 m (Figura 6.2) e para a velocidade ressonante do tramo de 21 m (Figura 6.3). Das análises retirou-se as respostas para cada modo em termos de deslocamentos e acelerações, nos pontos da Figura 6.9 e traçou-se os gráficos em função do tempo. De modo a verificar a influência que cada modo tem na resposta global da estrutura, é traçada também a resposta global

considerando 33 modos de vibração. Nesta secção expõe-se as respostas em termos de acelerações para os dois tramos do viaduto, deixando a resposta em deslocamentos para o anexo A1.2.

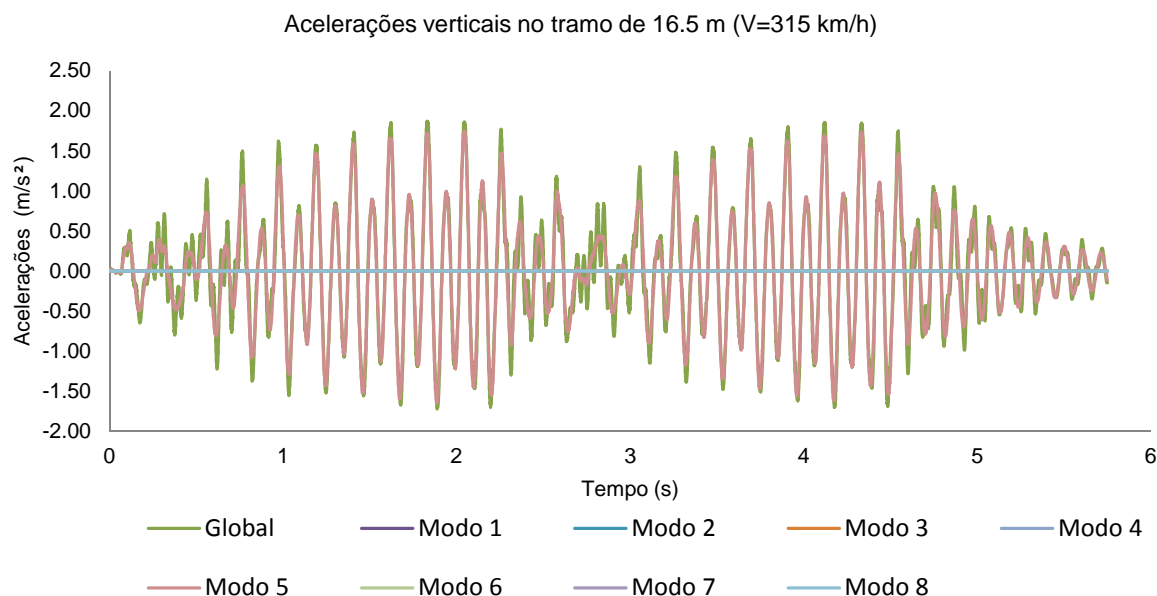


Figura 6.2 – Acelerações no tramo de 16.5 m para os 8 primeiros modos

Da observação do gráfico da Figura 6.2, conclui-se que para o tramo de 16.5 m o modo que mais contribui para a resposta global é o modo 5. Este modo corresponde ao modo 3G identificado experimentalmente que se caracteriza pela deformação vertical do vão de 16.5 m. No caso de se traçar uma curva de amortecimento de Rayleigh para o tramo em causa, seria a opção mais correta o valor da frequência e do coeficiente de amortecimento do quinto modo de vibração. Contudo importa também analisar a resposta no tramo de 21 m para a passagem do TGV considerando os primeiros 8 modos individualmente. A análise do tramo de 21 m (Figura 6.3) foi feita com velocidade diferente da do tramo de 16,5 m, devido a ambos terem velocidades ressonantes diferentes.

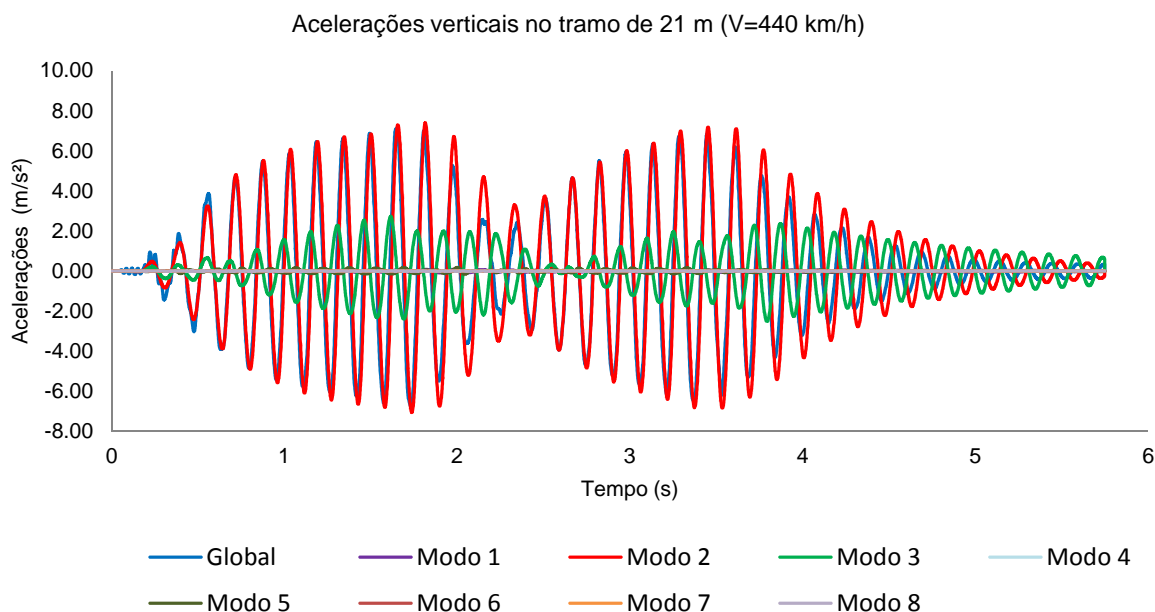


Figura 6.3 – Acelerações no tramo de 21 m para os 8 primeiros modos

Analisando a Figura 6.3 pode-se concluir que o modo que mais afeta a resposta é o modo 2, apresentando em muitas situações picos de resposta com valor superior ao obtido pela resposta global. Isto acontece pelo facto do modo 3 apresentar uma resposta contrária à do modo 2, o que contribui para o amortecimento da mesma. Importa também referir que a resposta global não é a soma direta dos picos das respostas para cada um dos modos pois estes ocorrem em períodos diferentes. Em termos de identificação experimental no ensaio de vibração ambiental, os modos 2 e 3 correspondem aos modos 2G e 1G, respetivamente. Ambos são modos de flexão vertical dos dois tramos de 21 m, sendo que o modo 2G apresenta uma resposta mais individual de cada um dos tramos, ao contrário do modo 1G que admite continuidade da deformada. Em suma, tanto o modo 2 como o modo 3, conferem quase que a totalidade da resposta global, no entanto por ambos os modos apresentarem frequências muito próximas, a frequência que mais se adequava à curva de amortecimento de Rayleigh seria a referente ao modo 2.

Tendo-se analisado as respostas de ambos os vãos em estudo para os 8 modos identificaram-se 3 frequências possíveis a considerar para um dos pontos da curva de amortecimento de Rayleigh. O segundo ponto decorreu da observação dos coeficientes de amortecimento para frequências até os 30 Hz, que correspondem aos 33 modos de vibração utilizados nas análises globais referidas anteriormente. Assim, chegou-se à conclusão que o ponto que mais aproxima a curva dos amortecimentos regulamentares corresponde ao próprio modo 33. Com efeito, construíram-se três curvas associadas aos 3 modos identificados nas análises dinâmicas referidas anteriormente e ainda o modo 33 que aproximava mais as curvas aos modos regulamentares considerados. As curvas determinadas são apresentadas na Figura 6.4, sendo o cálculo dos parâmetros a_0 e a_1 de cada uma, indicado no Quadro 6.1. A curva 1 está associada a frequência e coeficiente de amortecimento do modo 5, sendo muito próxima também do modo 2, a curva 2 associada ao modo 1 e a 3 curva corresponde a uma curva intermédia com a frequência do 2 modo e o valor de coeficiente de amortecimento médio entre os modos 1 e 2.

Quadro 6.1 – Cálculo dos parâmetros das curvas de amortecimento de Rayleigh

	Curva 1	Curva 2	Curva 3
f_1	9,471	6,442	6,408
f_2	30,109	30,109	30,109
ξ_1	2,39%	1,63%	2,60%
ξ_2	1,00%	1,00%	1,00%
ω_1	59,5	40,5	40,3
ω_2	189,2	189,2	189,2
a_0	2,7412E+00	1,2013E+00	2,0092E+00
a_1	2,9126E-05	7,2154E-05	4,9580E-05

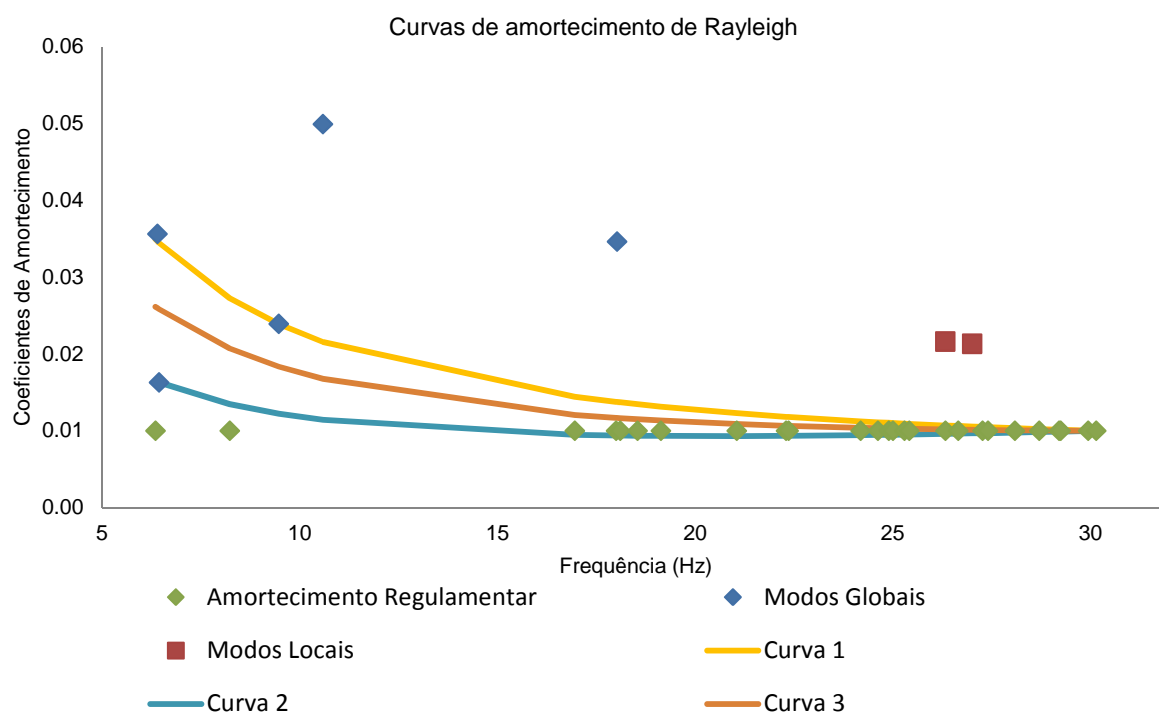


Figura 6.4 – Amortecimentos até aos 30 Hz e curvas de amortecimento de Rayleigh

De seguida, são feitas análises recorrendo ao VSI, onde são atribuídos ao modelo numérico do viaduto os coeficientes de Rayleigh referentes a cada uma das curvas. Posteriormente são comparadas as respostas obtidas pelo VSI para cada curva, com a resposta determinada no TBI com os coeficientes de amortecimentos atribuídos modo a modo (Figura 6.5). Do confronto entre as várias respostas, conclui-se que a curva 2 corresponde à curva que apresenta os resultados mais distantes dos obtidos com o método da sobreposição modal e a curva 1 os resultados mais próximos. A curva 2 apresenta uma resposta intermédia entre as duas curvas mencionadas anteriormente.

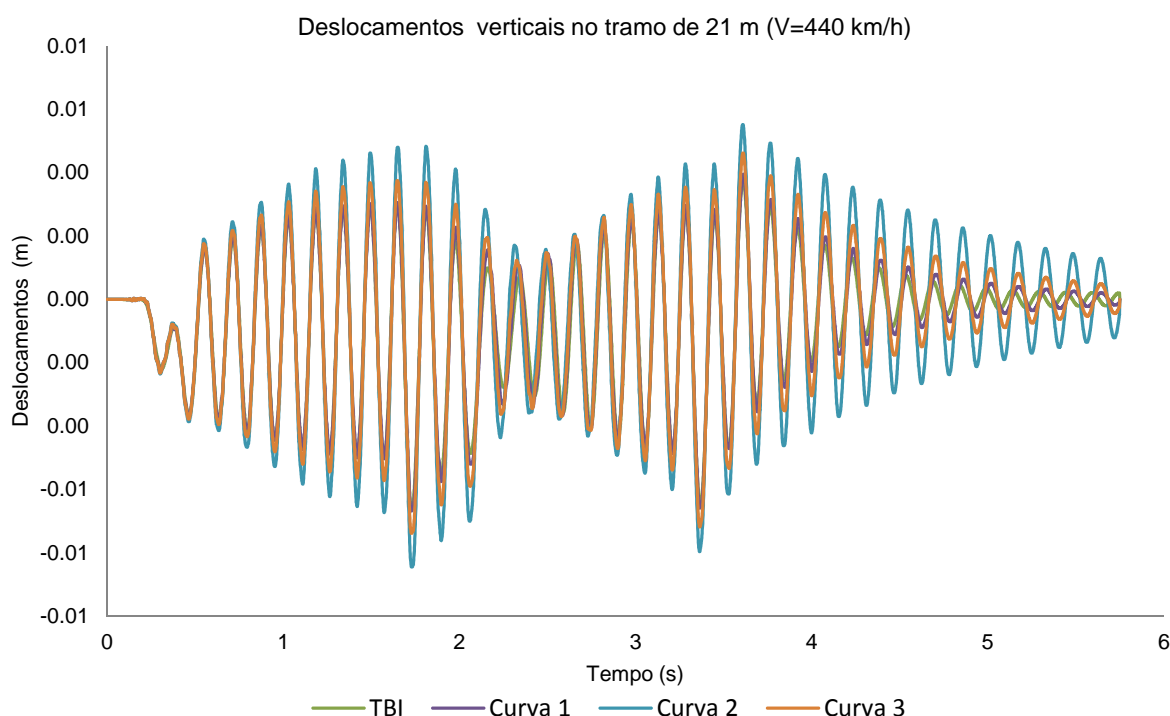


Figura 6.5 – Deslocamentos no vão de 21 m para as curvas de Rayleigh

No entanto, quando analisados modos com frequências superiores, nomeadamente modos com frequências até cerca dos 60 Hz, dos quais são conhecidos valores de amortecimento obtidos no ensaio de vibração ambiental, percebe-se que a curva de amortecimento de Rayleigh 1 apresenta uma resposta com um comportamento desfavorável em modos mais elevados, já que esta tende para o amortecimento regulamentar com um coeficiente a_1 muito baixo. Com efeito, adaptou-se a curva de modo a considerar amortecimentos mais elevados para modos com frequências superiores. A curva obtida é apresentada na Figura 6.6 e os seus parâmetros expostos no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Cálculo dos parâmetros da curva de amortecimento de Rayleigh 4

f_1	6,408
f_2	61,000
ξ_1	3,40%
ξ_2	3,35%
ω_1	40,3
ω_2	383,3
a_0	2,4818E+00
a_1	1,5792E-04

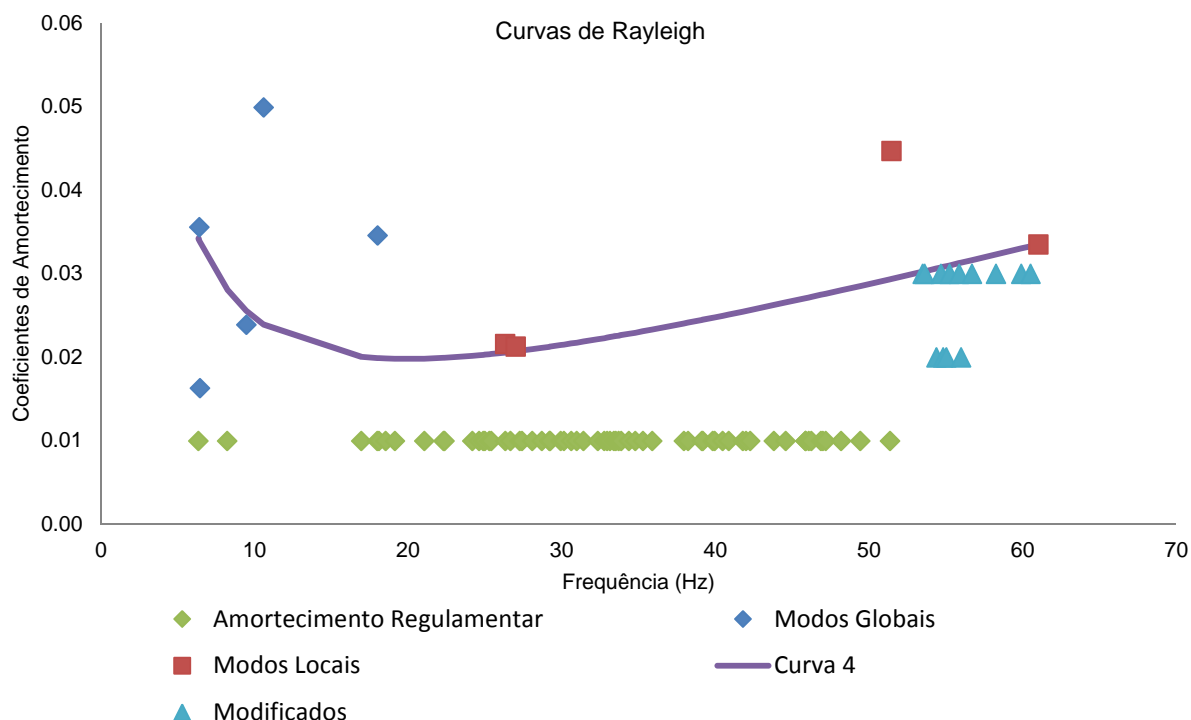


Figura 6.6 – Curva de Rayleigh 4 com amortecimentos até 60 Hz

A curva obtida apresenta resultados igualmente satisfatórios em semelhança à curva 1, visto se aproximar igualmente aos modos 2G e 3G, que controlam a maioria da resposta, na situação em que se considera apenas a velocidade ressonante para cada tramo. Os resultados em comparação com os obtidos no TBI com os amortecimentos atribuídos modo a modo são apresentados nas Figuras 6.7 e 6.8. A primeira apresenta a resposta em termos de deslocamentos verticais e a segunda em termos de acelerações verticais, ambas no vão de 21 m. As respostas obtidas para o tramo de 16,5 m são apresentadas no anexo A1.4.

Deste modo, para as análises dinâmicas com interação pelo método de integração direta são adotados os coeficientes a_0 e a_1 da curva 4.

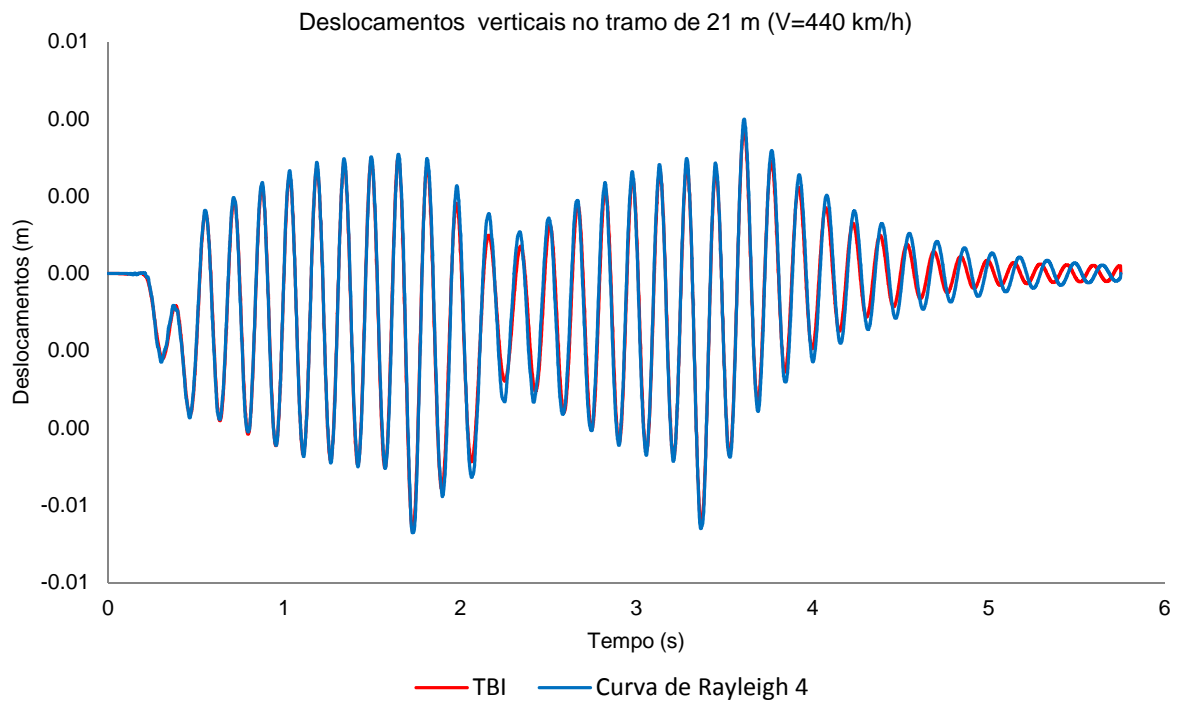


Figura 6.7 – Deslocamentos verticais obtidas com Curva de Rayleigh 4

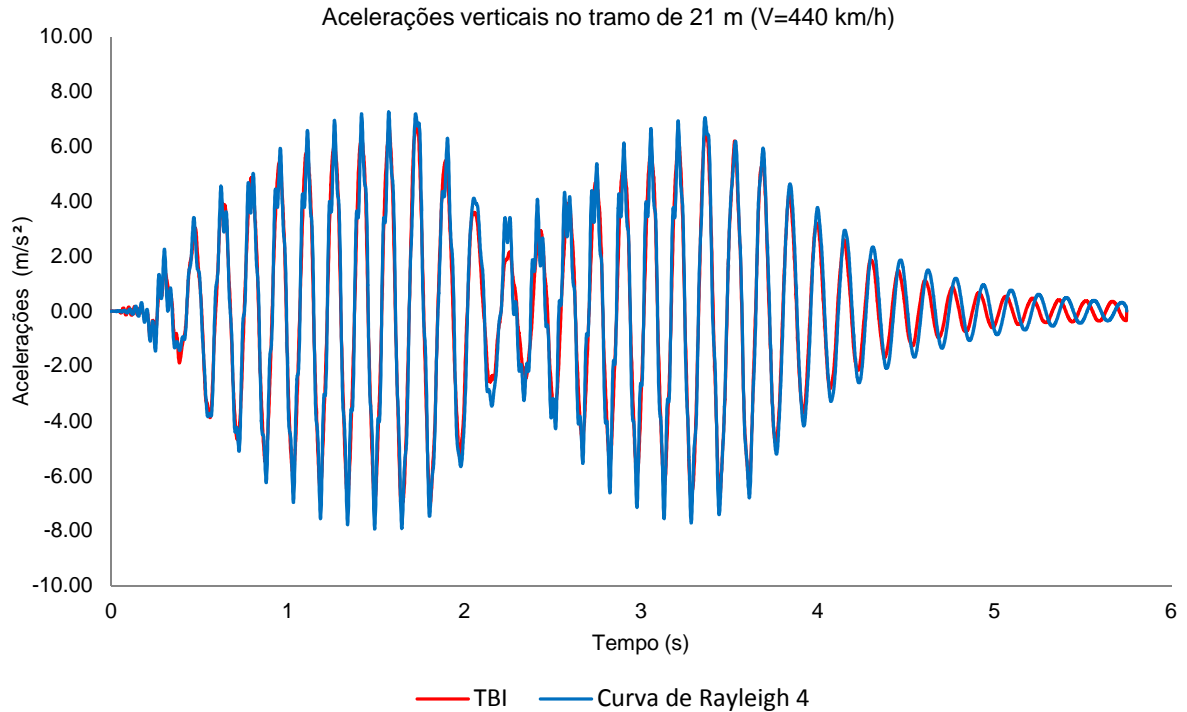


Figura 6.8 – Aceleração verticais obtidas com Curva de Rayleigh 4

6.3 VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO DO VIADUTO E DO TGV

De modo a validar as alterações efetuadas nos modelos numéricos do viaduto e do TGV, foram efetuadas análises dinâmicas em complemento às análises modais executadas durante o próprio processo de alteração do código.

Na laje superior, de tabuleiro, foram retiradas acelerações e deslocamentos verticais a meio vão para os dois tramos iniciais, de 16,5 m e de 21 m. A localização em planta dos pontos referidos é apresentada na Figura 6.9.

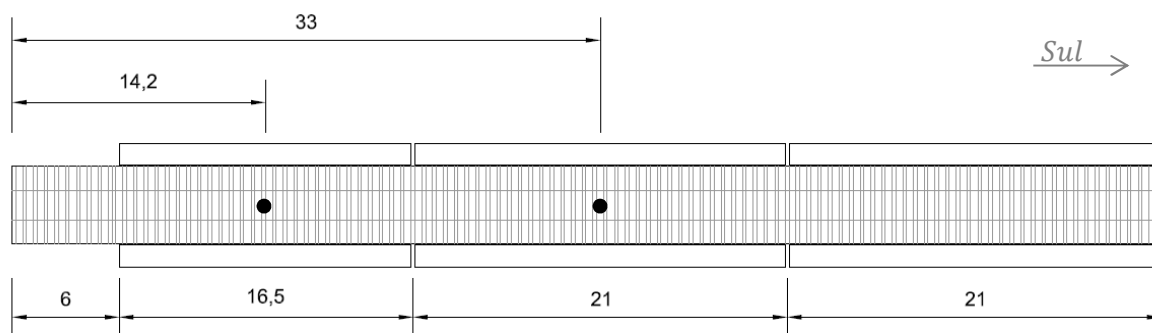


Figura 6.9 – Planta com a indicação dos pontos de controlo das análises dinâmicas

A fim de obter resultados mais rigorosos, é importante estipular nas análises dinâmicas um incremento de tempo (Δt) adequado. Deste modo, na secção 3.2.4 foram abordadas três equações passíveis de determinar esse incremento e transcritas para o Quadro 6.3. No TBI são considerados na maioria das análises dinâmicas 33 modos, que correspondem a frequências até os 30 Hz. Deste modo e aplicando as equações chega-se ao valor de 1 ms. Este valor é aplicado também para as análises dinâmicas calculadas pelo VSI, visto que, na generalidade, são filtradas as respostas em termos de acelerações por intermédio de um filtro do tipo passa-baixo de Chebyshev (Tipo II), com frequência de corte aos 30 Hz. Apresenta-se no Quadro 6.3 os resultados obtidos do cálculo com as três equações referidas.

Quadro 6.3 – Incrementos de tempo recomendados

Número de modos considerados	33	-
Frequência limite ($f_{lim.}$)	30	Hz
$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}}$	4,2	ms
$\Delta t = \frac{L}{4nv_{max}}$	1,0	ms
$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}}$	1,7	ms

Os parâmetros de entrada considerados nas várias análises dinâmicas que serviram de validação dos modelos alterados foram:

- Amortecimento definido por modo (experimental / regulamentar);
- Velocidade de 440 km/h, que corresponde à velocidade ressonante para o tramo de 21m, obtida por Meixedo [22];
- Considerados 33 modos de vibração, que conduz a frequência até os 30 Hz;
- Intervalos de tempo de 0,001 s;
- 2s em vibração livre;
- Não são consideradas irregularidades.

Foi efetuado um total de 7 análises com interação. As primeiras 4 análises foram análises globais envolvendo a totalidade das alterações em ambos os modelos, enquanto as ultimas 4 análises foi avaliado o contributo individual de algumas das alterações efetuadas. Apresenta-se de seguida os diferentes cenários considerados para cada análise:

- Análise 1: São considerados os modelos numéricos anteriores a qualquer alteração efetuada, nomeadamente o modelo do viaduto obtido por Horas [21] e o modelo do TGV da autoria de Meixedo [22] e Bonifácio [54];
- Análise 2: Foi considerado o modelo numérico do viaduto sem modificações e o modelo do TGV alterado;
- Análise 3: Utiliza o modelo anterior do TGV e o novo modelo do viaduto de Alverca;
- Análise 4: Foram admitidos exclusivamente ambos os modelos alterados;
- Análise 5: Foi feita a substituição do elemento BEAM44 pelo elemento BEAM188 no modelo do viaduto;
- Análise 6: Substituição da bitola Ibérica pela bitola europeia;
- Análise 7: Substituição das palmilhas por molas com rigidez equivalente.

Das análises realizadas foram retirados os valores de deslocamentos verticais e acelerações verticais para o tramo de 16.5 m e no tramo de 21 m. Adicionalmente avaliaram-se acelerações ao nível da caixa, por baixo do assento do passageiro e os valores sentidos na massa que simula o passageiro.

Da comparação entre a análise 1 e 2, conclui-se que não existem diferenças significativas nas respostas dinâmicas à passagem de ambos os comboios. Deste modo dá-se como validado o modelo de TGV alterado, o qual será considerado para as restantes análises a realizar no trabalho. Já no que diz respeito à comparação entre a análise 3 e a 1, são evidenciadas diferenças mais significativas, nomeadamente no tramo de 21 m, com a alteração do modelo do viaduto.

Deste modo, são apresentadas as respostas resultantes de ambas as análises para o tramo de 21 m, visto este apresentar diferenças mais acentuadas. Na Figura 6.10 apresenta-se o gráfico da resposta obtida em termos de deslocamentos. A análise 3 exibe picos de resposta menos acentuados que a análise 1, mas ainda assim bastante próximos, à exceção da zona de vibração livre em que a resposta deixa de ser comandada pelo veículo e passa a ser apenas o contributo dos elementos que constituem o viaduto.

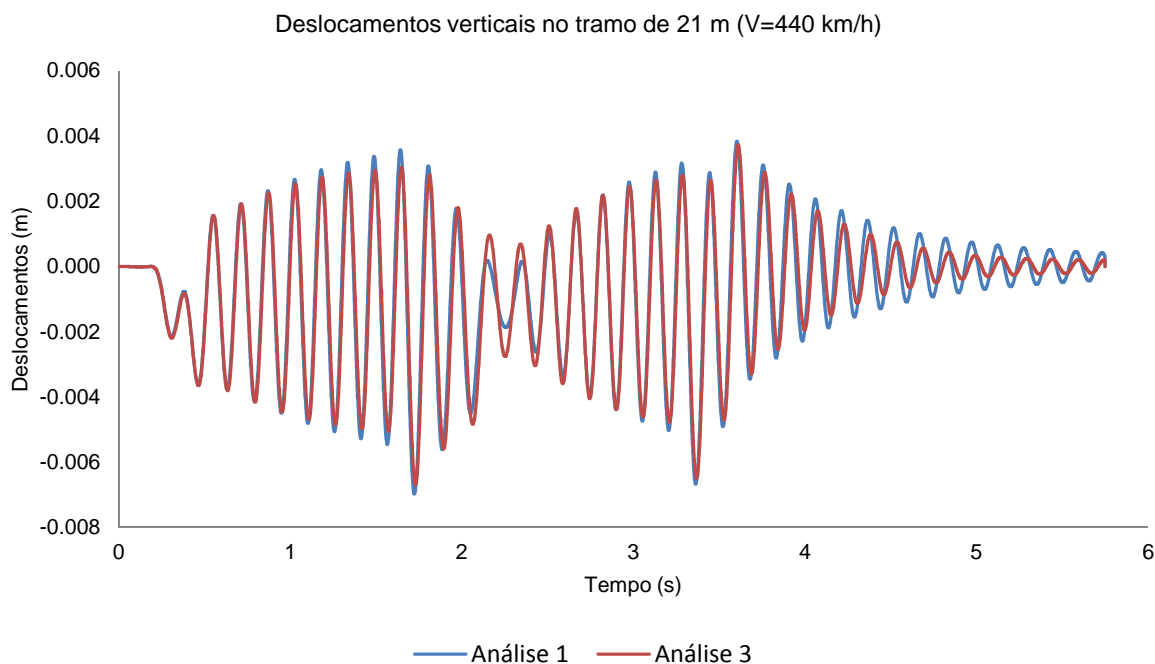


Figura 6.10 – Deslocamentos no tramo de 21 m obtidos pela análise 1 e análise 3

Em termos de acelerações, o cenário é idêntico ao obtido para os deslocamentos. A análise 1 em vibração forçada apresenta uma aceleração ligeiramente superior, enquanto na fase em que o comboio saiu do viaduto, este acréscimo de aceleração é mais destacado.

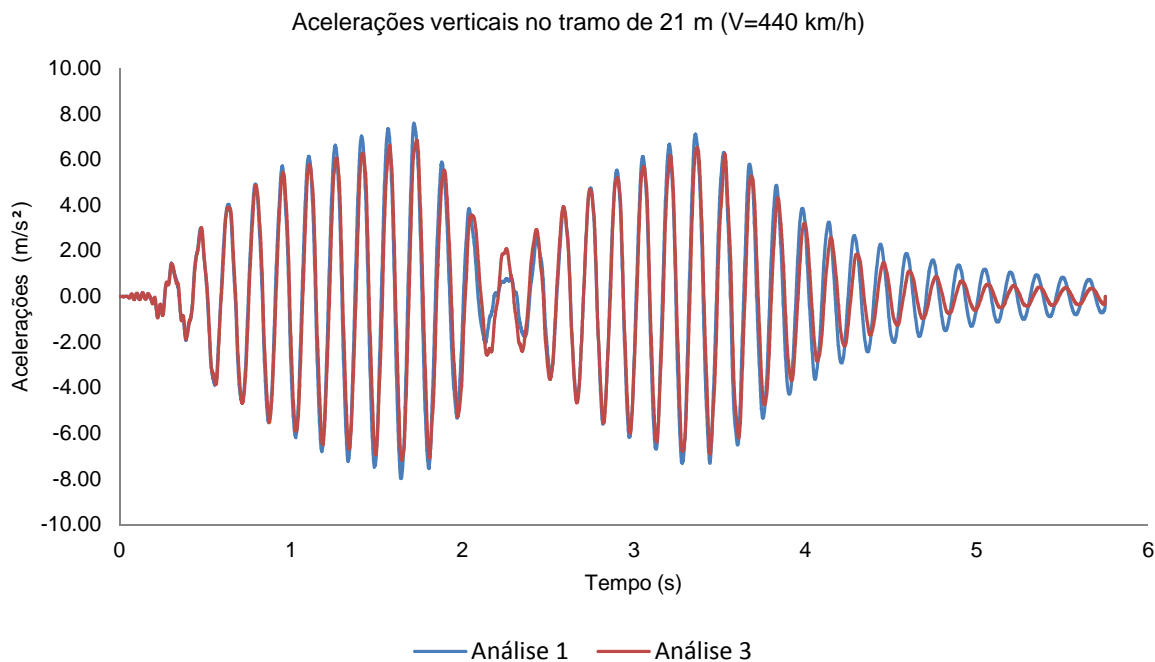


Figura 6.11 – Acelerações no tramo de 21 m obtidos pela análise 1 e análise 3

As alterações observadas na resposta do viaduto para o tramo de 21 m, não se devem apenas ao facto das características dinâmicas do viaduto terem sido alteradas. De facto as principais alterações no que respeita às propriedades do viaduto foi a remoção das palmilhas, com a substituição por molas de rigidez equivalente. As diferenças evidenciadas surgem porque a velocidade de 440 km/h deixou de ser a velocidade ressonante para o modelo numérico do viaduto alterado, tal como será exposto na secção 6.4.

Pelas conclusões tiradas para a análise 2 em que se obteve uma resposta idêntica entre os modelos numérico antigo com o TGV inicial e o alterado, na análise 4 ao se trocar o modelo numérico do comboio pelo mais recente, as diferenças esperadas eram insignificantes. Tal facto comprova que o modelo do comboio desenvolvido apresenta um comportamento semelhante ao anterior.

As análises seguintes envolveram alterações particulares no modelo numérico do viaduto, em que se observou a variação da resposta final. Assim, na primeira análise fez-se exclusivamente a substituição do elemento BEAM44 pelo elemento BEAM188 no modelo original do viaduto. As diferenças obtidas foram pouco significativas, estando o segundo elemento a transcrever bem o comportamento do anterior.

Para a análise 6 alterou-se o valor da bitola, colocando o valor da bitola Ibérica em vez da bitola Europeia, já que esta corresponde à bitola do TGV. As diferenças obtidas em relação à análise anterior são muito pouco significativas, visto o comportamento do viaduto se manter semelhante para a velocidade em estudo e porque não são compatibilizados modos de vibração da estrutura acima dos 30 Hz.

Na última análise, foram modeladas as palmilhas no modelo final e comparadas com a resposta da análise 4. Neste caso verificaram-se diferenças mais significativas, novamente no vão de 21 m, pois neste vão a velocidade de 440 km/h não é ressonante para ambos os modelos.

Das análises anteriores pode-se concluir a importância que a modelação tem na resposta final dinâmica do viaduto e do veículo. De facto, as alterações das propriedades dos elementos ou a alteração de elementos no modelo numérico podem não levar a uma resposta diferente, mas sim a ocorrer um distanciamento da resposta final, alterando assim a velocidade ressonante. Importa também frisar a necessidade de conhecer a velocidade ressonante, a fim de impor um limite de velocidade de circulação do veículo na estrutura em estudo. Deste modo é aconselhado a consideração de um limite de segurança entre a velocidade limite de circulação e a velocidade ressonante.

No programa VSI são aplicadas condições iniciais na análise que têm em conta a velocidade do veículo, e deste modo permitem que o comboio se mova em relação à ponte. Este tipo de modelação aumenta significativamente o grau de complexidade do modelo utilizado tendo sido por isso necessário alterar o modelo inicial.

6.4 RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO DE ALVERCA

Na secção 2.3.6.1, foi feita referência à norma EN1991-2 [24] que prevê para uma análise dinâmica a consideração de um intervalo de velocidades que varia entre os 40 m/s (≈ 145 km/h) e 1,2 vezes o valor da velocidade máxima considerada para a via ferroviária em estudo. Deste modo, foi considerado um valor de limite máximo de circulação de 380 km/h, para que seja possível observar os picos de ressonância provocados pela passagem do comboio em causa.

Com efeito, foram efetuadas análises dinâmicas recorrendo ao VSI para uma gama de velocidades considerada entre os 140 km/h até aos 460 km/h, com intervalo entre velocidades de 5 km/h para os dois pontos apresentados na Figura 6.9. Nas Figuras 6.12 e 6.13 apresentam-se os resultados em termos de deslocamentos verticais máximos.

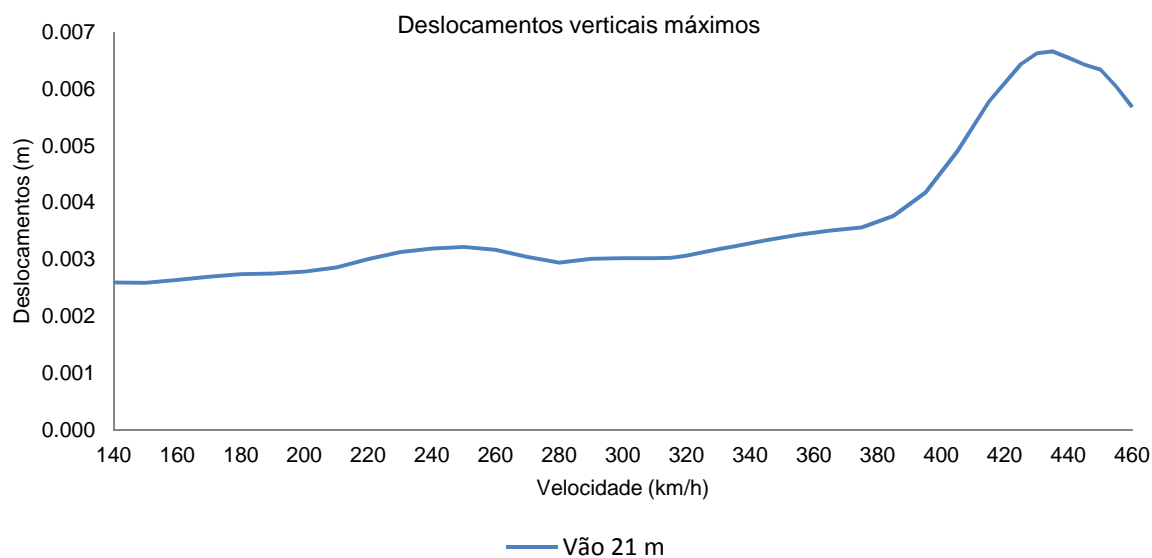


Figura 6.12 – Deslocamentos verticais máximos para o vão de 21 m

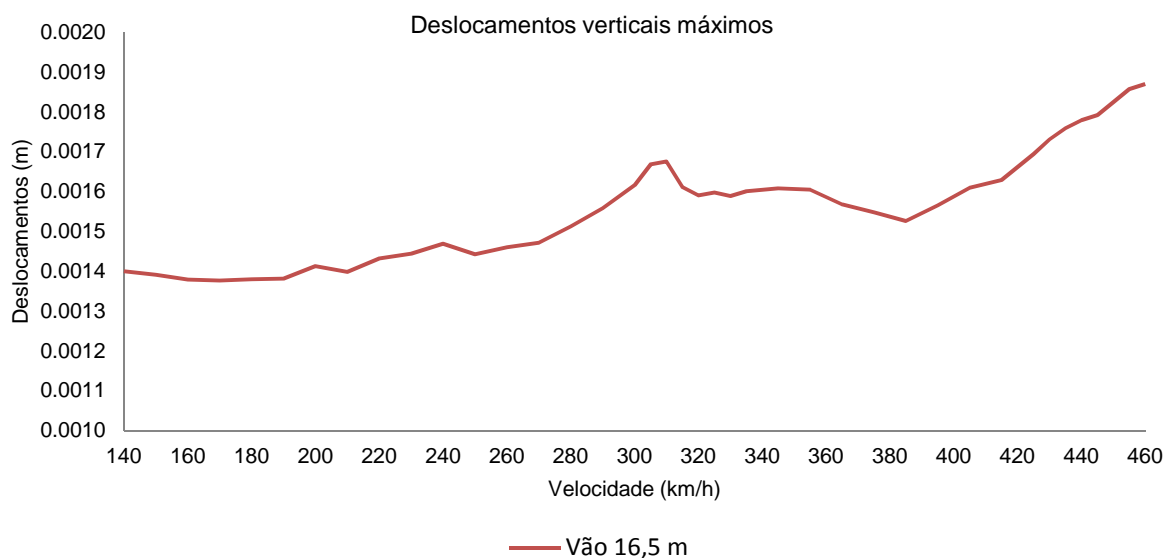


Figura 6.13 – Deslocamentos verticais máximos para o vão de 16,5 m

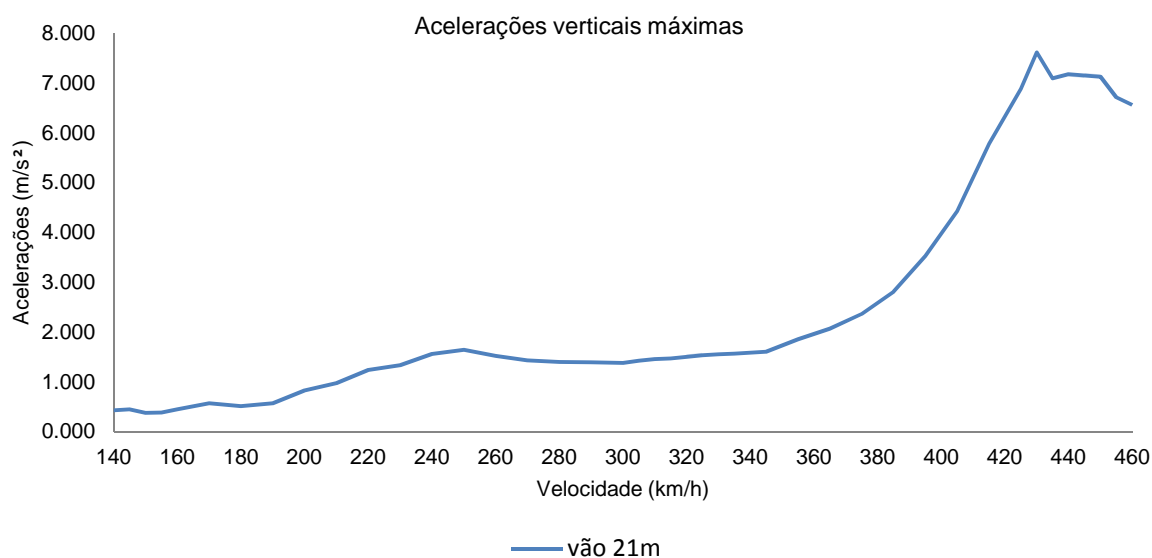


Figura 6.14 – Acelerações verticais máximas para o vão de 21 m

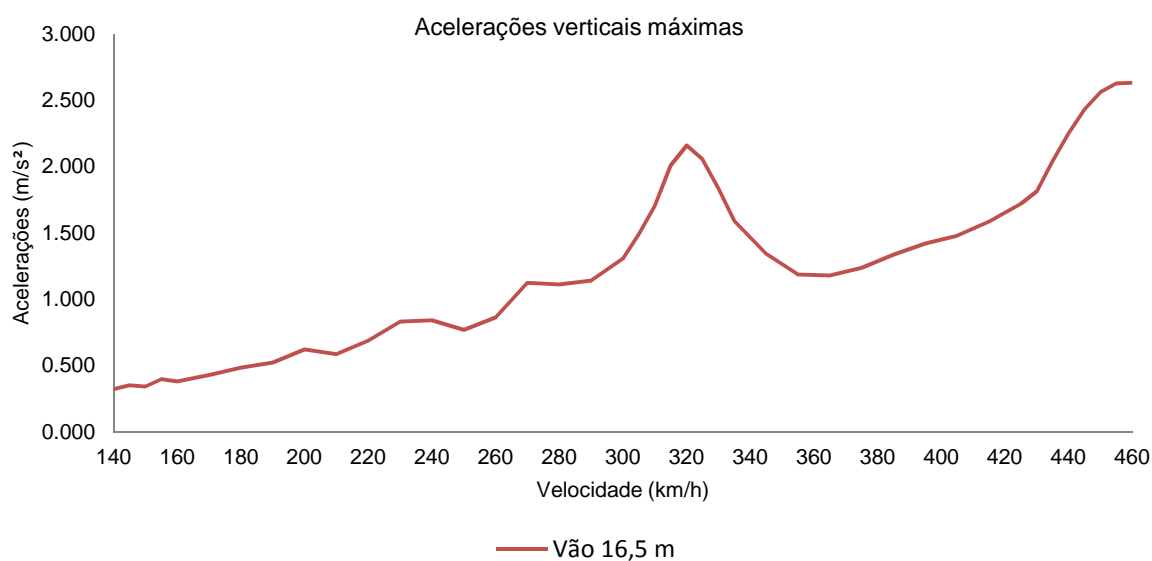


Figura 6.15 – Acelerações verticais máximas para o vão de 16,5 m

Igualmente, apresentam-se nas Figuras 6.14 e 6.15 os gráficos de acelerações máximas registados no intervalo de velocidades considerado. A análise das mesmas permite identificar a ocorrência de picos da resposta dinâmica para as velocidades de 315 km/h para o tramo de 16,5 m e de 430 km/h para o tramo de 21 m.

A passagem sobre o viaduto de um comboio constituído por vários eixos ou grupos de eixos com afastamento regular pode provocar o fenómeno de ressonância da estrutura. É possível estimar a velocidade ressonante recorrendo à equação (2.13).

Para o comboio articulado TGV Duplo, o afastamento regular D entre grupos de eixos é igual a 18,7 m (ver Figura 5.2). Para o tramo de 16,5 m, considerado o modo 3G, identificado experimentalmente,

obtem-se para $i = 1$ uma $v_{res} = 18,7 \times 9,74 \times 3,6 = 656 \text{ km/h}$. Contudo a velocidade obtida não está contida no intervalo de velocidades considerado, justificando a tendência de crescimento da aceleração no final do gráfico de velocidades, existindo um pico de aceleração numa velocidade superior. No caso de $i=2$ a $v_{res} = 18,7 \times 9,74/2 \times 3,6 = 329 \text{ km/h}$, que corresponde a um valor muito próximo da velocidade ressonante obtido no ciclo de velocidades. Para o tramo de 21 m tem-se a $v_{res} = 18,7 \times 6,69 \times 3,6 = 450 \text{ km/h}$, que do mesmo modo que para o tramo anterior apresenta um valor próximo do obtido pelo cálculo com interação.

De seguida apresentam-se dois gráficos de superfície obtidos para a velocidade ressonante de 430 km/h para os vãos de 16,5 m (Figura 6.16) e 21 m (Figura 6.17).

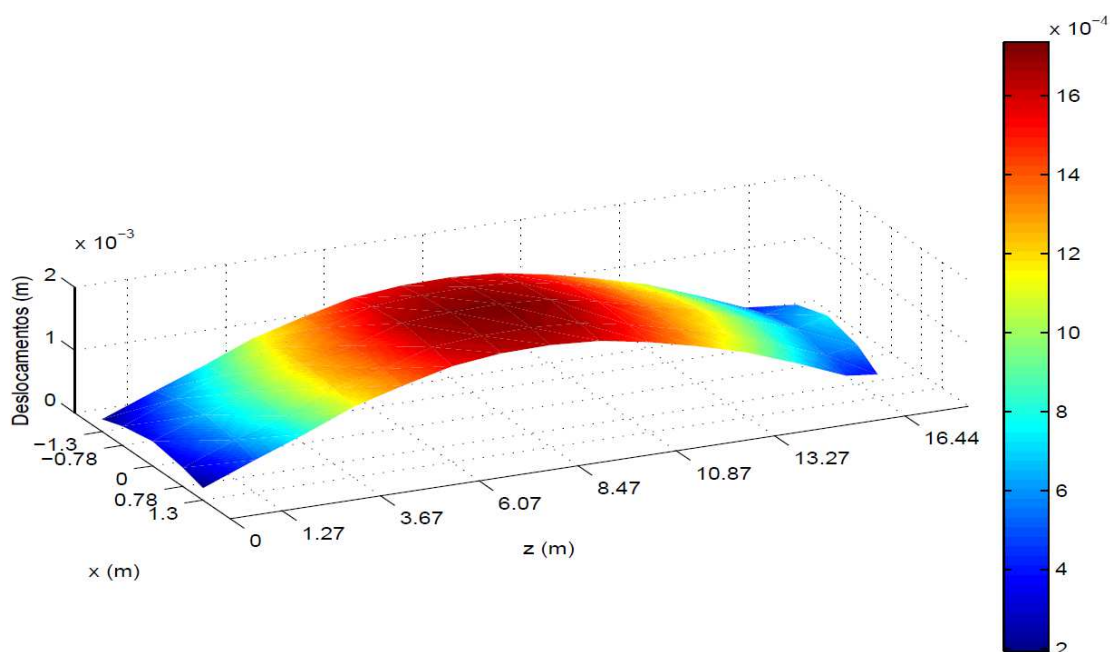


Figura 6.16 – Deslocamentos verticais máximos para o vão de 16,5 m e para a passagem do TGV à velocidade de 430 km/h

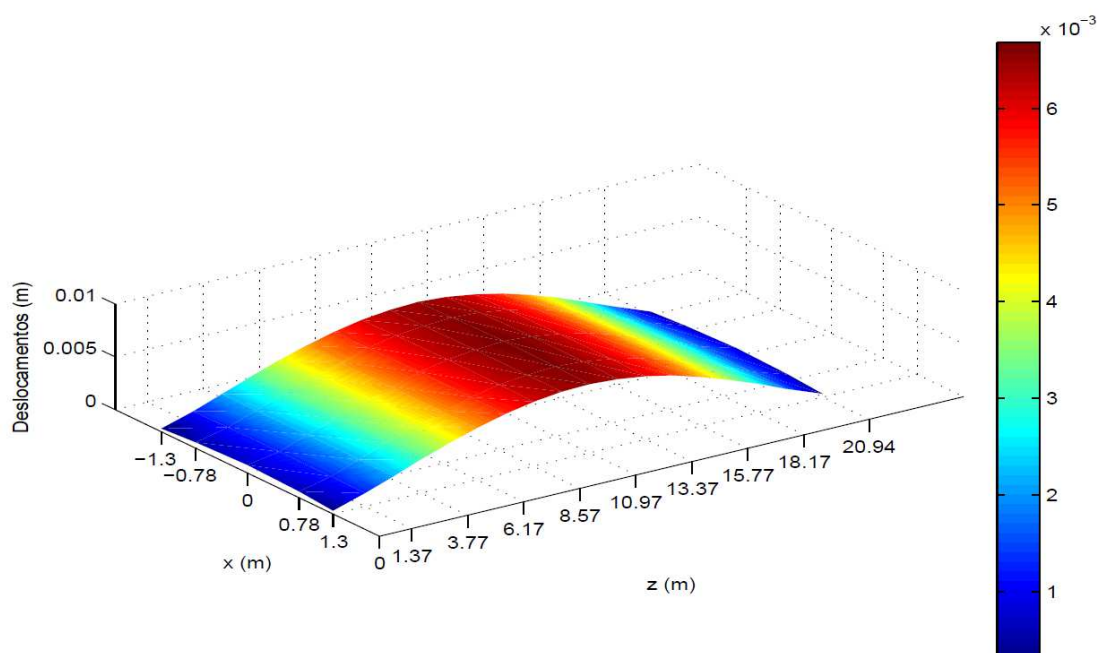


Figura 6.17 – Deslocamentos verticais máximos para o vão de 21 m e para a passagem do TGV à velocidade de 430 km/h

Pode-se observar nas figuras que os deslocamentos verticais do tabuleiro variam significativamente ao longo da direção longitudinal, atingindo máximo a meio vão, enquanto segundo a direção transversal apresentam uma ligeira variação, que se deve principalmente ao facto da via ser centrada em relação ao tabuleiro. Os deslocamentos verificados no vão de 21 metros são consideravelmente superiores aos deslocamentos do vão de 16,5 m, uma vez que a velocidade considerada de 430 km/h é uma velocidade ressonante do vão de 21 m.

Igualmente obtiveram-se as respostas em termos de acelerações verticais máximas para ambos os tramos e para a passagem do TGV à velocidade de 430 km/h. Os resultados apresentam-se nas Figuras 6.18 e 6.19.

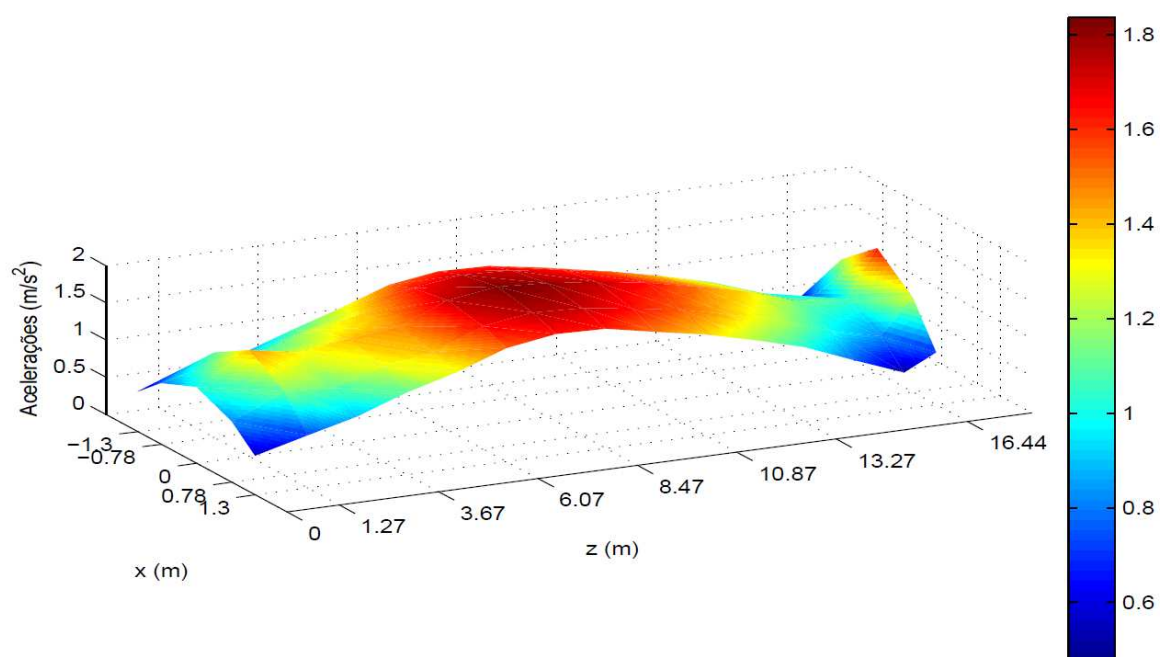


Figura 6.18 – Acelerações verticais máximas para o vão de 16,5 m e para a passagem do TGV à velocidade de 430 km/h

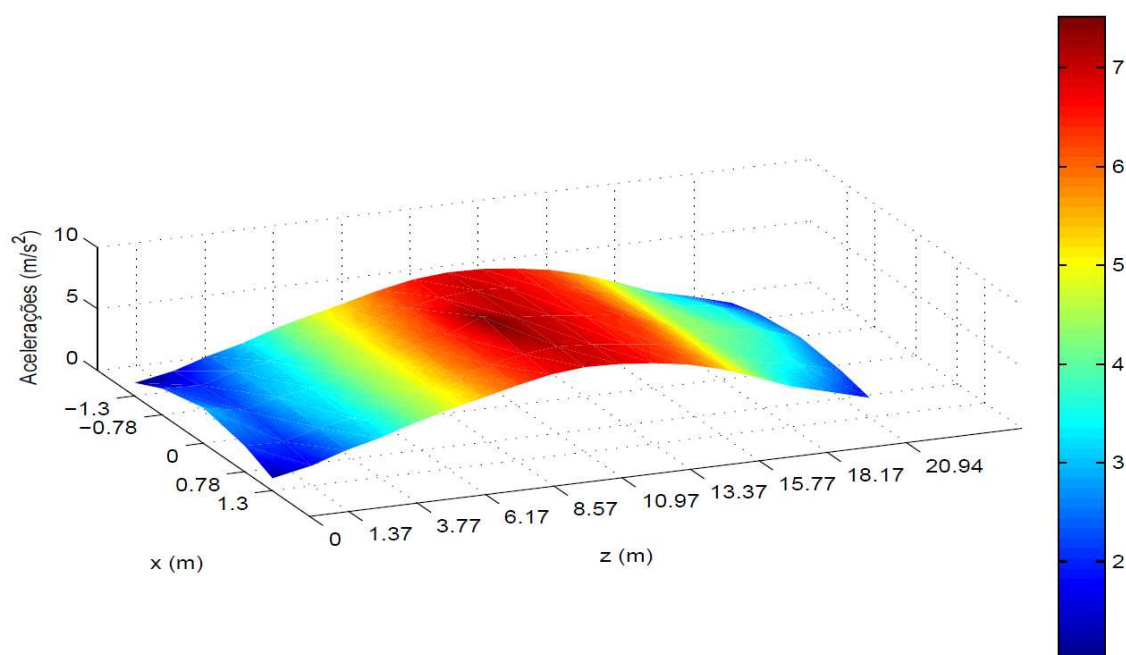


Figura 6.19 – Acelerações verticais máximas para o vão de 21 m e para a passagem do TGV à velocidade de 430 km/h

Na secção 2.4.2 são apresentados os critérios relativos à estabilidade da via de acordo com o presente na norma EN 1990-A2 [25]. No Quadro 2.8 apresentam-se os limites impostos pela norma para a

aceleração vertical registada no tabuleiro para a passagem de tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 km/h. O valor máximo de aceleração vertical é obtido para a velocidade ressonante de cada um dos tramos. Neste caso o valor máximo registado corresponde a $7,61 \text{ m/s}^2$, sendo o valor superior ao imposto regulamentar. Deste modo é necessário impor uma velocidade de circulação mais baixa de modo a não comprometer a estabilidade da via.

6.5 RESPOSTA DINÂMICA DO COMBOIO

No comboio foram retirados resultados obtidos nas rodas, nos passageiros e nos assentos. Os resultados calculados nos passageiros e na caixa por baixo do assento foram apenas em termos de acelerações verticais. Nas rodas foram tirados valores de forças de contacto.

Deste modo, foi escolhido um sistema massa-mola-amortecedor, que representa o passageiro e respetivo assento, da última carruagem de transição do primeiro comboio a entrar no viaduto, como mostra a Figura 6.20.

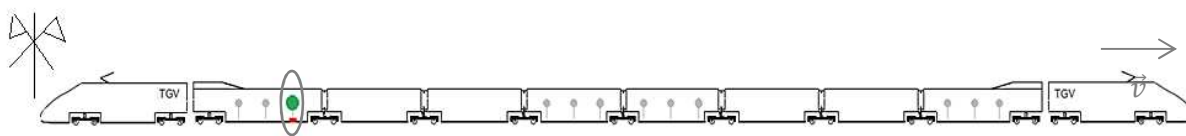


Figura 6.20 – Esquema TGV – Passageiro

Na Figura 6.21 é apresentado um esquema da determinação da amplitude das irregularidades da via (r_i) para cada ponto de contacto. Em função da coordenada do ponto de contacto são seleccionados quatro pontos vizinhos referentes ao vetor irregularidades (r), um par à esquerda e outro à direita do ponto de contacto. Com este conjunto restrito de pontos é delineada uma função interpoladora de 3º grau, através da qual se calcula a amplitude da irregularidade para o ponto de contacto de coordenada x_i [42].

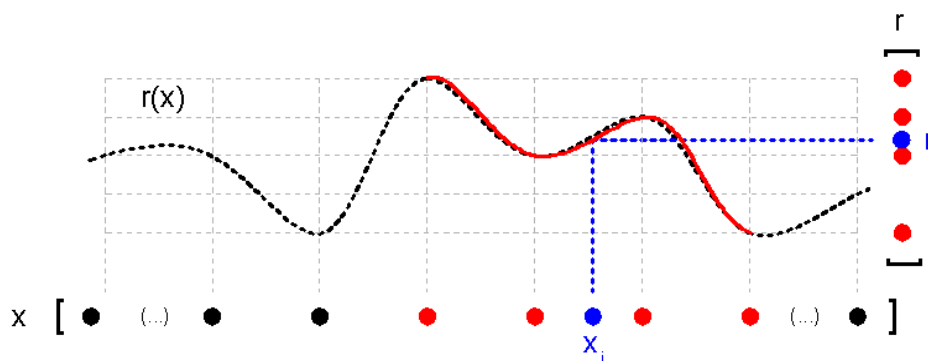


Figura 6.21 – Determinação da amplitude das irregularidades por intermédio de uma interpolação cúbica [42]

São utilizadas nas análises dinâmicas irregularidades reais fornecidas pela REFER. Estas foram medidas de 25 em 25 cm, com comprimentos de onda entre os 3 e os 70 m, para ambos os carris. São

consideradas irregularidades não só nos vãos em estudo, como também na zona em aterro e no segundo tramo de 21 m. Por outro lado, atribuiu-se valor zero à primeira irregularidade, sendo as restantes obtidas pela diferença relativa, de modo a evitar uma entrada do TGV no viaduto de forma abrupta.

Na Figura 6.22 apresentam-se os perfis das amplitudes das irregularidades para o alinhamento esquerdo e direito em função da sua localização ao longo dos troços do viaduto em estudo.

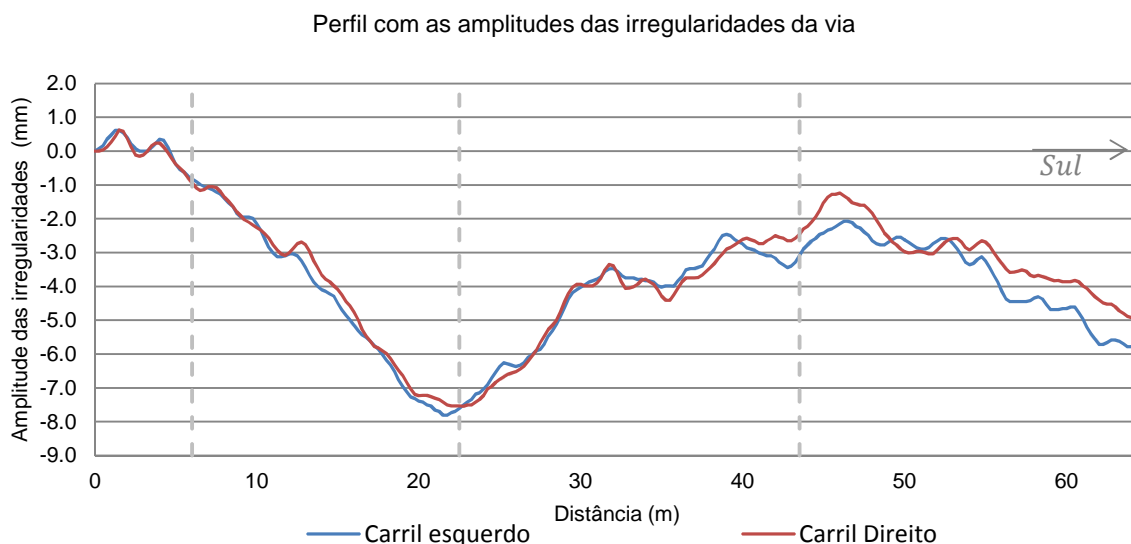


Figura 6.22 – Perfis das irregularidades da via para ambos os carris do viaduto de Alverca

Apresentadas as irregularidades consideradas nos cálculos dinâmicos, torna-se importante apresentar a resposta as acelerações sentidas no interior das carruagens, nomeadamente no sistema massa-mola-amortecedor escolhido anteriormente. Deste modo, expõem-se nas Figuras 6.23 e 6.24, respetivamente, os gráficos de acelerações verticais em função do tempo para a posição na caixa e para a massa que representa o passageiro. Os resultados, retirados do programa VSI não são alvo de qualquer filtro.

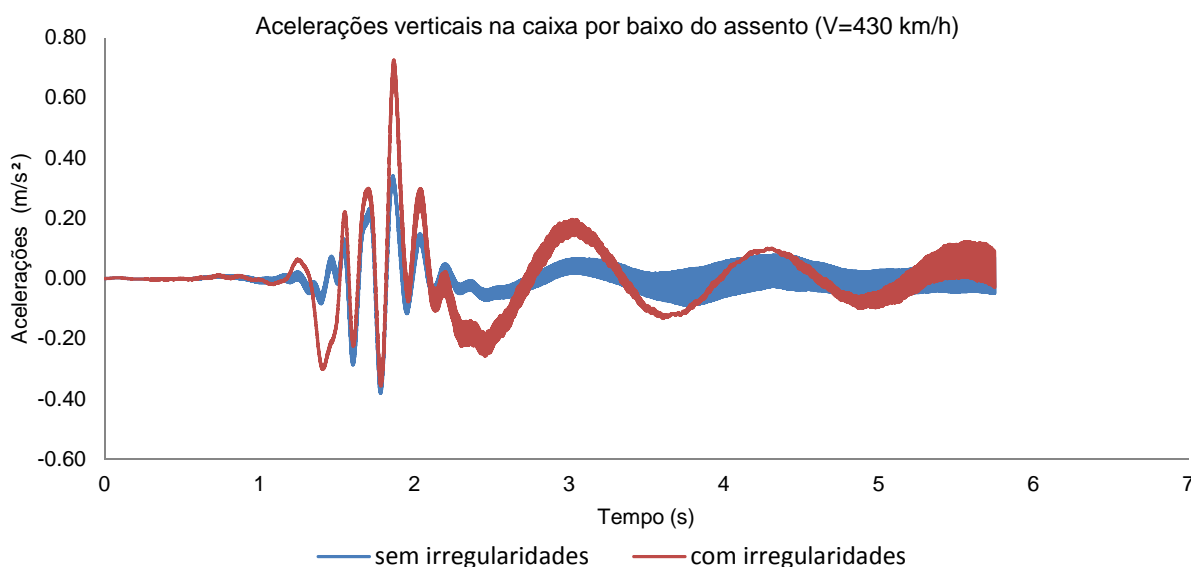


Figura 6.23 – Acelerações verticais no assento com e sem irregularidades na via

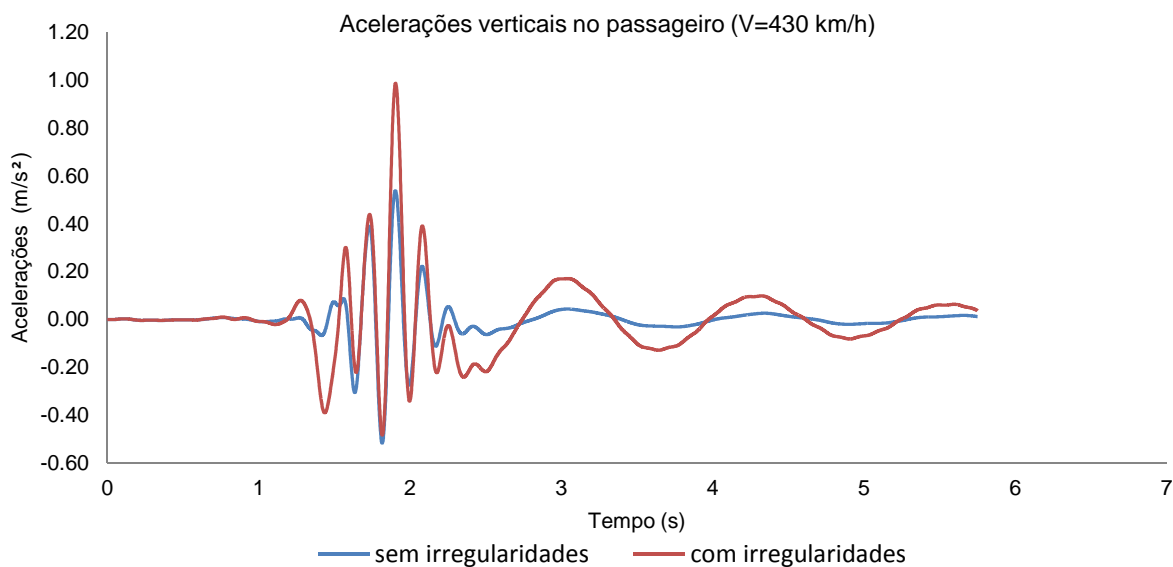


Figura 6.24 – Acelerações verticais no passageiro com e sem irregularidades na via

Conclui-se que a consideração de irregularidades na via afeta significativamente as acelerações medidas no passageiro, sendo o acréscimo de acelerações observado na ordem do dobro. Deste modo, para averiguar o nível de conforto do passageiro é essencial a consideração de irregularidades.

Na secção 2.4.3 apresenta-se o Quadro 2.10 com os valores fornecidos pela norma EN1990-AnnexA2 [25] para as acelerações verticais máximas a que a carruagem poderá estar sujeita (b_v). Deste modo, nas análises dinâmicas obteve-se um valor próximo dos 0,70 m/s^2 que é abaixo de 1 m/s^2 , valor indicado pela norma para um nível de conforto muito bom.

6.6 INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

Nas análises dinâmicas com o VSI foram extraídas forças de contacto para a primeira roda a entrar no viaduto e para a última. Avaliou-se também a influência que tem a presença de irregularidades na via para a resposta final. Deste modo, apresenta-se na Figura 6.25 o gráfico obtido das forças de contacto em função do tempo para a primeira roda do TGV duplo a entrar no viaduto, na situação com e sem irregularidades, e na Figura 6.26 o gráfico correspondente à última roda.

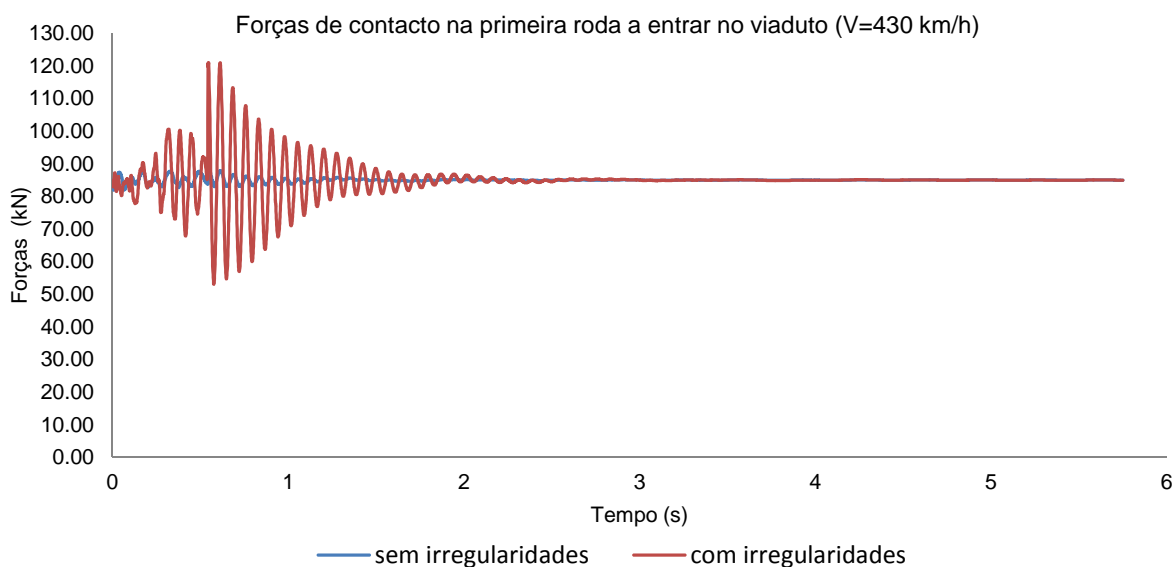


Figura 6.25 – Forças de contacto na primeira roda a entrar no viaduto com e sem irregularidades na via

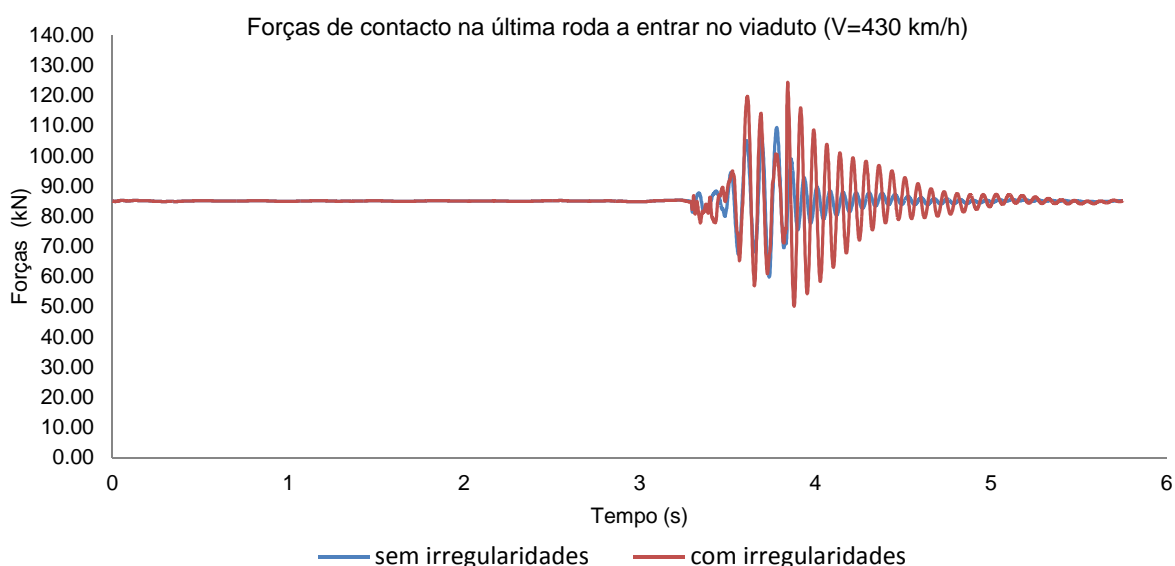


Figura 6.26 – Forças de contacto na última roda a entrar no viaduto com e sem irregularidades na via

A observação das figuras permite concluir que as forças de contacto são sensíveis à existência de irregularidades. É visível um acréscimo elevado da variação da força de contacto, atingindo uma força máxima na ordem dos 120 kN. No entanto, não se observam forças nulas durante o tempo de análise dinâmica, o que aponta para que o comboio não tenha perdido contacto em nenhum instante.

6.7 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

Para ser possível a comparação entre os dois métodos de interação abordados, é necessário considerar os mesmos parâmetros de entrada em ambas as metodologias de análise. Para ambas as análises foram considerados os modelos numéricos mais recentes e foi selecionada a velocidade de 430 km/h, por se tratar da velocidade ressonante para o tramo de 21 m e adotado o intervalo de tempo de 0,001s. Quanto ao amortecimento, foi adotada a curva 4 para o método de integração direta e foram determinados os coeficientes de amortecimento na curva para os modos que se considerou na análise. Para avaliar em simultâneo a influência que tem o número de modos de vibração, foram feitas duas análises com o TBI, em que a primeira tinha em consideração 33 modos (frequência aproximada de 30 Hz) e na segunda análise adotados 1000 modos.

A resposta em termos de deslocamentos verticais no vão de 21 m (Figura 6.27) apresenta-se coincidente tanto nas análises executadas com o TBI com 33 e 1000 modos e a análise realizada no VSI. Os resultados obtidos eram os previstos, visto que os deslocamentos globais do viaduto são controlados pelos primeiros modos de vibração do mesmo, nomeadamente os modos 1G e 2G identificados experimentalmente.

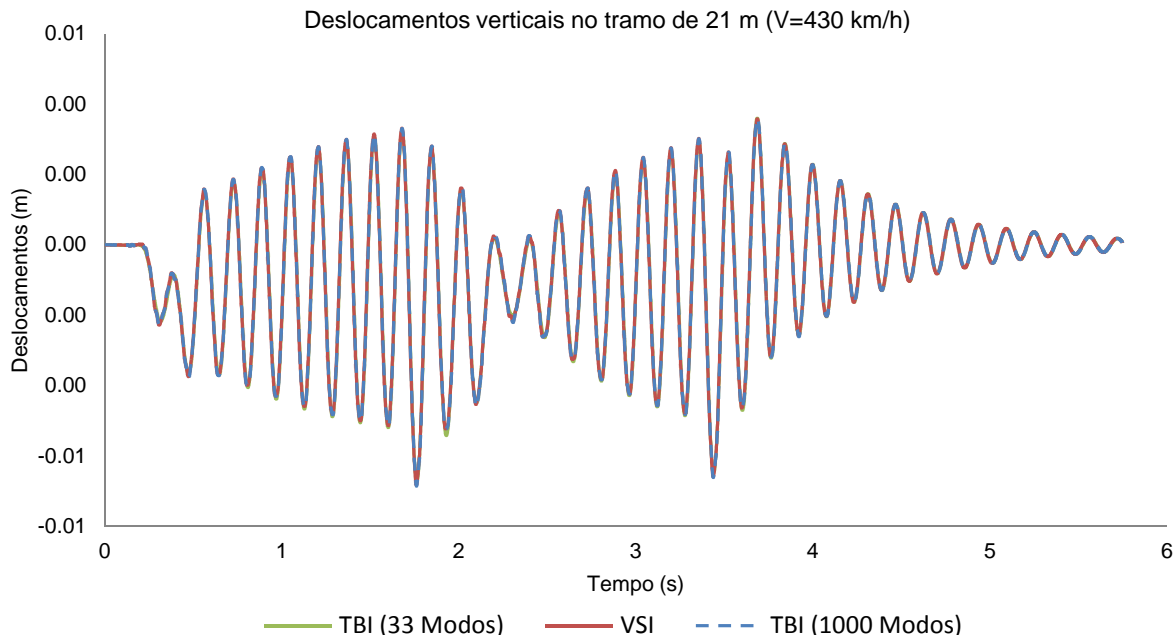


Figura 6.27 – Deslocamentos verticais no vão de 21 m para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades

Em termos de acelerações verticais, as conclusões são análogas às tiradas para os deslocamentos, onde a resposta apresenta-se semelhante entre os métodos de análise considerados. Contudo é visível uma

aproximação da resposta ao VSI quando se considera um número superior de modos de vibração na análise com TBI. Percebe-se então a importância que têm os modos locais com frequências mais elevadas na discretização correta da resposta, sobretudo na delineação dos picos de resposta.

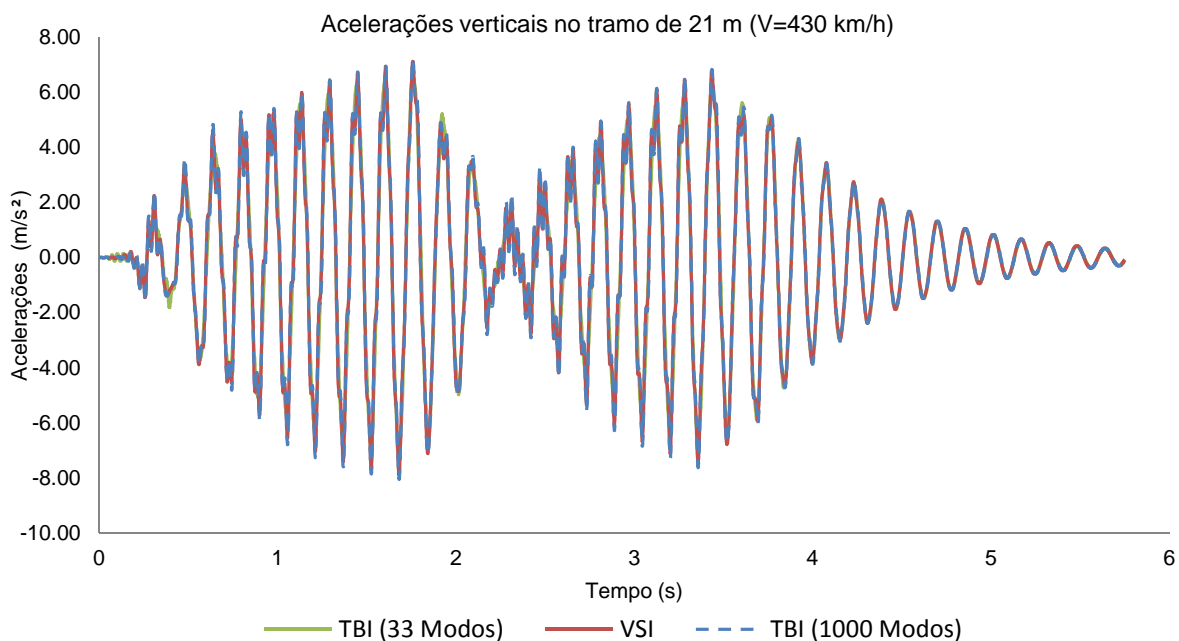


Figura 6.28 – Acelerações verticais no vão de 21 m para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades

De seguida apresentam-se os gráficos de acelerações obtidas em função do tempo na caixa e na massa que simula o passageiro. Em ambos são traçadas as 3 curvas alusivas às 3 análises, duas com o TBI e uma com o VSI. A Figura 6.29 apresenta a resposta ao nível da caixa, verificando-se algum ruído na análise efetuada com o VSI. Tal se deve ao facto das acelerações terem sido avaliadas numa barra rígida que apoia o sistema mola-amortecedor que simula o assento e o passageiro, e cujas altas frequências têm influência quando incluídas no método de integração direta.

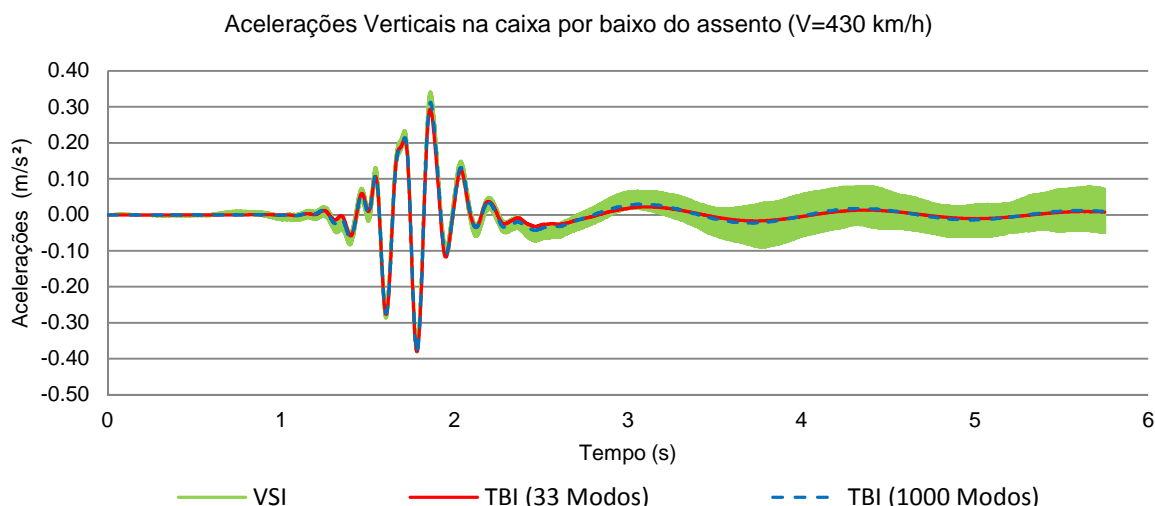


Figura 6.29 – Acelerações verticais na caixa de baixo do assento para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades

A Figura 6.30 apresenta a resposta obtida ao nível do passageiro simulado por uma massa concentrada. A curva obtida pelo VSI, ao contrário do ocorrido com o assento surge filtrada pela mola que simula o mesmo e que permite uma resposta sem ruído.

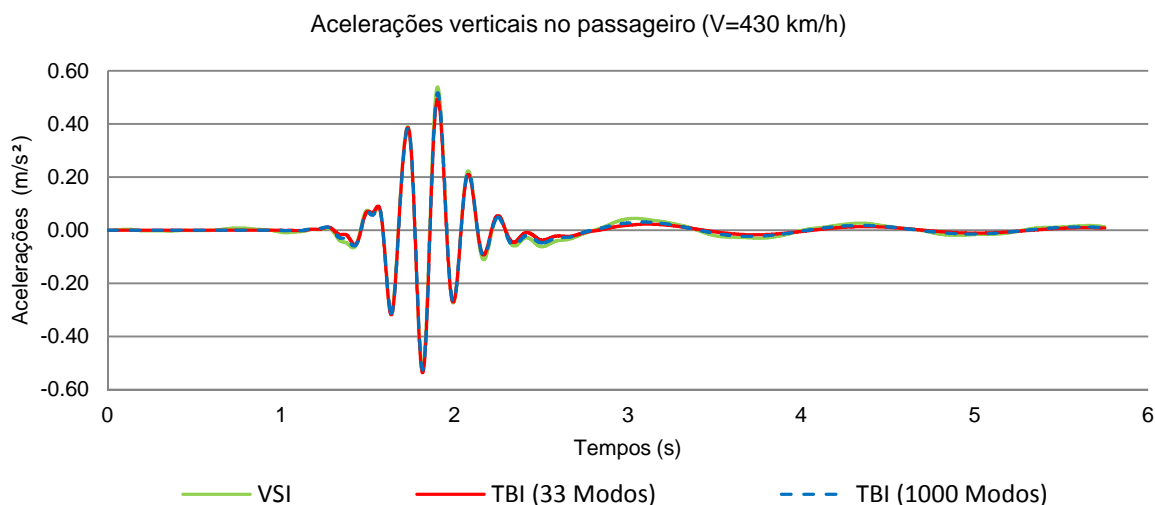


Figura 6.30 – Acelerações verticais no passageiro para o VSI e o TBI sem considerar irregularidades

Em ambas as Figuras 6.29 e 6.30, as conclusões são em tudo idênticas. As acelerações registadas com os diferentes métodos são ligeiramente diferentes, essencialmente em três situações: nos picos da resposta em que o TBI não atinge o valor dado pelo VSI, no momento em que entra no viaduto em si, após percorrer o comprimento entre a primeira roda que entra no viaduto e a posição do passageiro e também no momento em que o comboio sai da ponte. Nestas situações, o número de modos utilizados no método da sobreposição modal tomam importância, no sentido em que a resposta tende a aproximar-se da resposta obtida pelo método direto. Ao contrário dos deslocamentos verticais no tramo de 21 m (Figura 6.27) em que os primeiros modos descreviam por completo a resposta final, no

caso das acelerações os modos mais elevados têm especial importância em descrever situações particulares da resposta, de que são exemplo as três referidas anteriormente. No caso das acelerações na caixa e no passageiro, o método da sobreposição modal considerando modos até uma gama baixa de frequências peca por não considerar a deformabilidade da via, que é caracterizada por frequências mais elevadas. Essa deformabilidade é essencialmente mobilizada nas transições do comboio entre o caminho adicional modelado. Na Figura 6.31 é feito uma ampliação do momento da entrada do veículo no viaduto, em que é possível observar de forma clara a aproximação da resposta por parte do TBI quando se considera um número de modos cerca de 30 vezes superior. As variações de rigidez nas zonas de passagem entre a extensão de caminho modelado com o carril simplesmente apoiado e a passagem da zona em aterro para o viaduto em si são zonas em que a resposta do método da sobreposição modal se afasta da resposta dada pelo método de integração direta, quando se considera um número reduzido de modos de vibração.

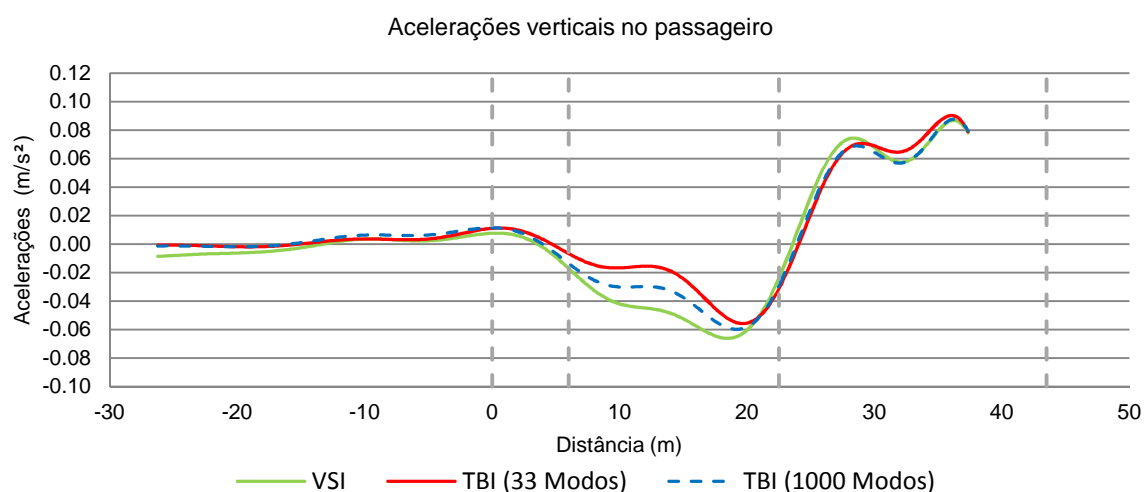


Figura 6.31 – Acelerações verticais no passageiro instantes após entrar no viaduto sem considerar irregularidades

Nas análises dinâmicas envolvendo a interação veículo-estrutura, foram consideradas irregularidades na via, cujas amplitudes são representadas na Figura 6.22. Deste modo, apresentam-se também comparações entre as respostas obtidas pelo programa de análise TBI, considerando-se os dois cenários de 33 modos e 1000 modos e pelo programa de cálculo VSI.

No caso das acelerações e deslocamentos no tramo de 21 m, do qual se adotou a velocidade ressonante, apresenta diferenças pouco significativas entre os programas de cálculo. Também foi possível observar que a resposta na ponte não era muito afetada pela consideração de irregularidades na via, ao contrário do visível para os resultados obtidos no comboio. As respostas em termos de deslocamentos e acelerações são apresentadas nas Figuras 6.32 e 6.33, respetivamente.

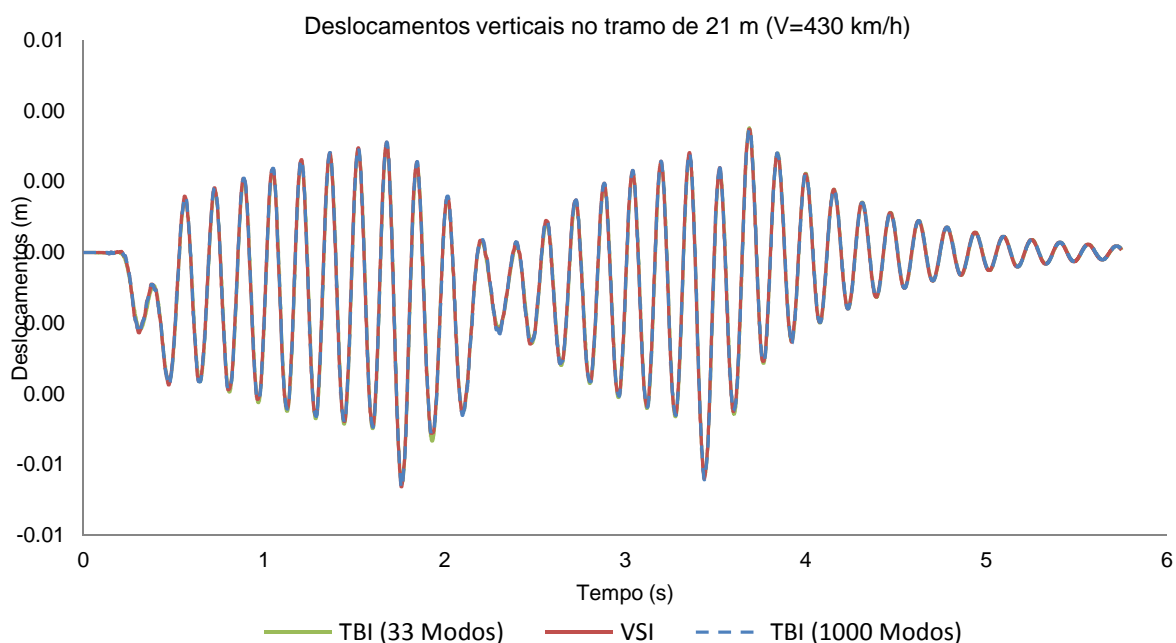


Figura 6.32 – Deslocamentos verticais no vão de 21 m para VSI e o TBI considerando irregularidades

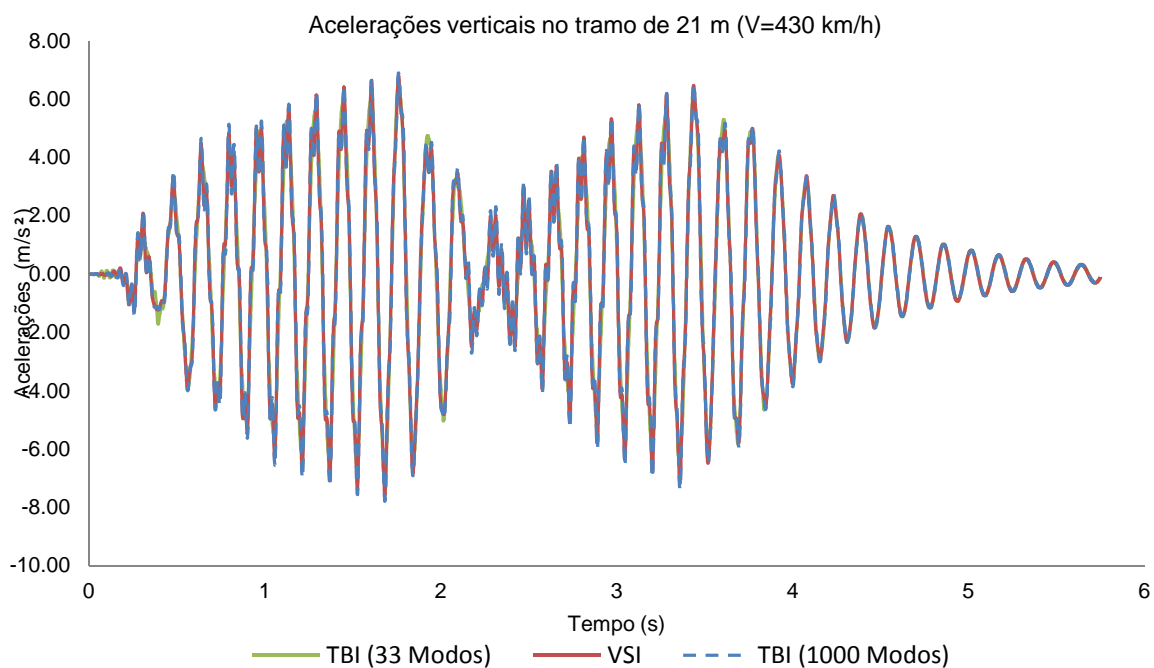


Figura 6.33 – Acelerações verticais no vão de 21 m para VSI e o TBI considerando irregularidades

Na secção 6.5 apresentou-se a influência das irregularidades na resposta do veículo, onde se concluiu que a resposta é bastante condicionada pela consideração de irregularidades na análise dinâmica. Com efeito, apresentam-se as respostas obtidas para ambos os métodos considerados nas Figuras 6.34 e 6.35.

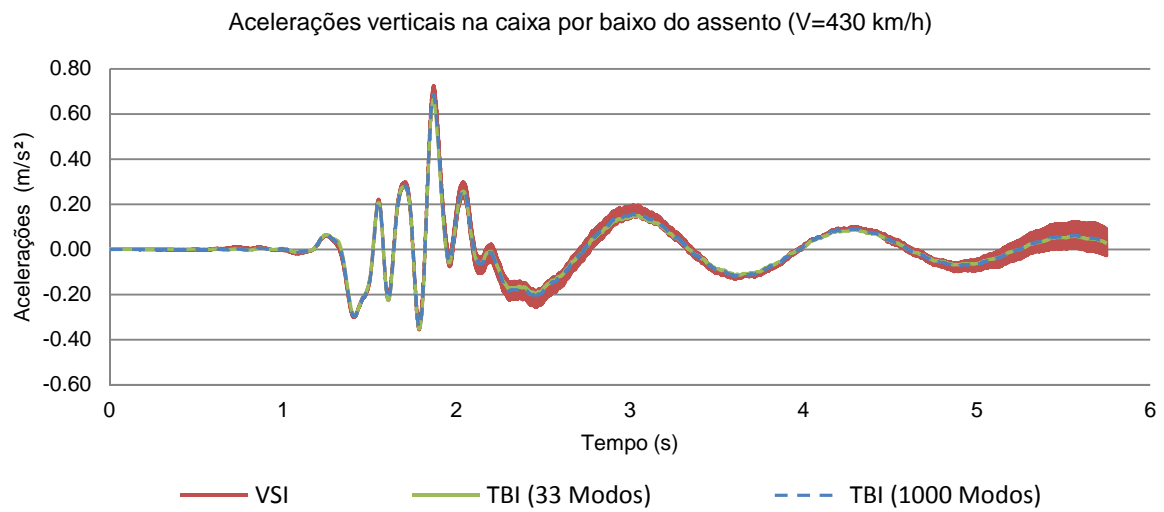


Figura 6.34 – Acelerações verticais na caixa de baixo do assento para o VSI e o TBI considerando irregularidades

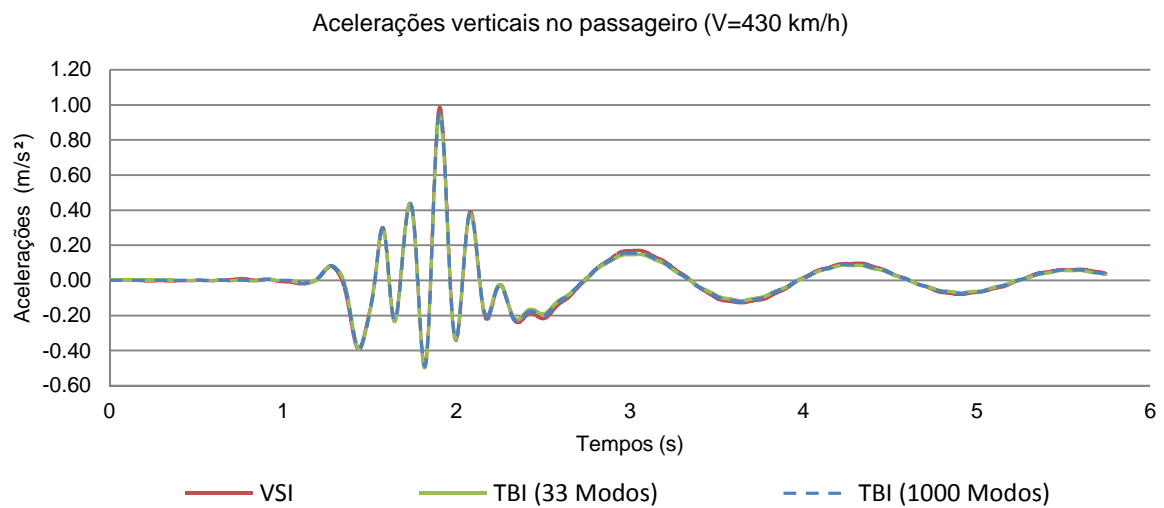


Figura 6.35 – Acelerações verticais no passageiro para o VSI e o TBI considerando irregularidades

As conclusões que se podem retirar das respostas obtidas são em tudo semelhantes às tiradas para as análises sem a consideração das irregularidades na via.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES GERAIS

A presente dissertação evoluiu no sentido de avaliar os efeitos dinâmicos da passagem do TGV no viaduto de Alverca, averiguando o comportamento tanto ao nível do viaduto como do comboio. A aplicação de metodologias de análise envolvendo a interação veículo-estrutura requereu a modelação de ambas as partes. Os modelos numéricos considerados foram gerados em trabalhos anteriores, sendo neste trabalho adaptados à aplicação do programa de cálculo VSI.

O modelo numérico do viaduto é composto por três tramos, um de 16,5 m e dois de 21 m, e uma extensão da zona de aterro com 6 m de comprimento de modo a simular as condições de fronteira. No que ao comboio diz respeito, foi modelado um TGV simples, dando-se a indicação no programa para correr dois blocos idênticos, totalizando assim os 400 m, aproximadamente, que constituem o TGV duplo. Para a modelação foi utilizado a linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language*), sendo que foram implementadas *macros* adicionais na alteração dos modelos desenvolvidos. Ambos os modelos foram alvo de alterações que se mostraram necessárias, uma vez que foi necessário ter-se um elevado controlo sobre os modelos de forma a poder despistar-se qualquer erro que pudesse surgir nas análises. As alterações foram acompanhadas de análises modais em que se considerava a totalidade dos modos no comboio e cerca de 1000 modos na ponte e que serviam de validação às alterações efetuadas. As alterações que se mostraram mais significativas em termos de variação das frequências naturais dos modos de vibração foram a alteração dos elementos BEAM44 e SHELL63 pelos elementos BEAM188 e BEAM181, respetivamente.

Para além de análises modais desenvolvidas para validar as alterações efetuadas nos modelos numéricos, também foram efetuadas análises dinâmicas recorrendo ao TBI, em que se comparou a resposta dinâmica para as diferentes alterações efetuadas em ambos os modelos. Concluiu-se que as diferenças estavam presentes essencialmente no modelo do viaduto. Estas diferenças não foram apenas devidas à alteração de algumas propriedades dos materiais e substituição de elementos, mas também à alteração da velocidade ressonante. Esta conclusão torna-se importante na medida em que se percebe a importância que tem a modelação na obtenção das respostas dinâmicas, em termos de valores máximos e velocidades ressonante para cada um dos tramos. A correta identificação da velocidade ressonante é importante para averiguar os limites de circulação na estrutura.

Antes de se realizarem as análises dinâmicas de comparação entre os dois métodos foi imprescindível que em ambos os parâmetros de entrada fossem os mesmos. Neste ponto, a dificuldade maior foi adaptar uma curva de amortecimento aos amortecimentos considerados em cada modo, conjugados entre o amortecimento regulamentar e o amortecimento medido experimentalmente. Foi elaborada

uma análise de sensibilidade onde se avaliou os modos que contribuíam mais para a resposta e, após traçada a curva de amortecimento de Rayleigh, foram retirados dela os amortecimentos para os modos até uma frequência de 30 Hz. Concluiu-se que até aos 30 Hz os modos 2G e 1G influenciavam significativamente a resposta para o tramo de 21 m e o modo 3G o tramo de 16.5 m. Deste modo foram traçadas 3 curvas para os três modos considerados e concluiu-se que a curva que mais se aproximava da resposta dada pelo método de sobreposição modal era a curva delineada para o modo 3G. Analisadas as frequências maiores, foi identificada a necessidade de ajustar a curva de modo a cobrir amortecimentos identificados experimentalmente para alguns modos locais. Deste modo chegou-se à curva de amortecimento de Rayleigh 4, que foi a adotada nos cálculos dinâmicos posteriores.

Com os mesmos parâmetros de entrada para os dois métodos, procedeu-se então à comparação da resposta dada entre ambos. Deste modo, fez-se uma análise para uma velocidade próxima da ressonante para o tramo de 21 m, sendo considerados os amortecimentos modais retirados da curva de amortecimento de Rayleigh. Foram ainda efetuadas duas análises com o TBI, considerando na primeira 33 modos de vibração e na segunda 1000 modos, a fim de se perceber a importância do número de modos na resposta final. As análises em termos de deslocamentos e acelerações mostraram-se próximas para ambos os tramos, o que se conclui que a análise é principalmente comandada pelos modos com frequências mais baixas, associados a modos que envolvem a deformada global da estrutura. Já no que diz respeito às respostas obtidas para o passageiro e para o assento, foram identificadas diferenças dos resultados, essencialmente em três situações: na passagem da zona de aterro para o primeiro tramo do viaduto, nos picos da resposta e também na zona de saída do viaduto. As diferenças observadas evidenciam também uma aproximação da resposta do TBI quando se considera um número mais elevado de modos de vibração. As diferenças explicam-se pelo TBI não ter em consideração a deformabilidade da via, normalmente caracterizada por frequências mais elevada. Esta é considerada no método direto pois considera a gama completa de frequências da estrutura.

Foi considerado também nas análises a existência de irregularidades da via, que assumem um papel importante na análise dinâmica pois tornam o cálculo mais realista. Deste modo, avaliou-se a influência deste parâmetro na análise de interação e ainda as diferenças que tem nas duas metodologias de análise dinâmica consideradas. Foi também averiguado as implicações que as irregularidades da via têm ao nível das forças de contacto roda-carril. Observando os resultados para o viaduto conclui-se que este parâmetro tem influência sobretudo em velocidades elevadas e para picos de ressonância. No entanto, avaliando o interior do comboio, é explicitamente notório o aumento dos valores das acelerações máximas registadas, quando se consideram as irregularidades da via. Igualmente, no cálculo das forças de contacto, a consideração de irregularidades na via provoca um aumento considerável do seu valor, com variações na ordem dos 35 kN. Adicionalmente, observou-se alguns dos limites regulamentares indicados no capítulo 2, concluindo que o nível de conforto para os passageiros na situação em que se consideram irregularidades na via e o comboio circula à velocidade ressonante é muito bom.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o intuito de melhorar e complementar os estudos realizados, sugerem-se os seguintes tópicos para investigações futuras:

- Tirar partido das propriedades de modelação e macros criadas de forma a gerar novos comboios a utilizar nas análises com interação, aumentando a biblioteca de modelos que a faculdade dispõe para análises;

- Aprimorar a modelação do TGV Duplo com um modelo mais complexo de corpos flexíveis, em que a caixa pode ser modelada por intermédio de elementos finitos de grelha, casca ou volume, e comparar o rigor dos resultados obtidos com o modelo mais simples utilizado neste trabalho;
- Avaliar o comportamento dinâmico do viaduto e do comboio na direção lateral, de modo a complementar os resultados obtidos para a direção vertical e no final ter uma visão global da resposta dinâmica;
- Aplicar o método da integração direta na análise com interação à passagem do Alfa Pendular, visto não ter sido possível no tempo disponível para elaborar o presente trabalho;
- A partir do momento em que sejam disponibilizadas pela REFER irregularidades da via com comprimentos de onda inferiores a 3 m, será interessante realizar análises com interação ponte-comboio.
- Tentar definir limites para as irregularidades da via compatíveis com determinados desempenhos que se pretende para a estrutura, numa tentativa de realizar cálculos mais sofisticados que traduzam de forma mais rigorosa os efeitos deste parâmetro.

BIBLIOGRAFIA

1. http://pt.wikipedia.org/wiki/Comboio_de_alta_velocidade. Março 2013.
2. UIC, *High Speed Rail and Sustainability*, 2011.
3. UIC, *High speed rail Fast track to sustainable mobility*. 2012.
4. Barron, I. *High Speed lines in the World*. UIC High Speed Department, Updated 2009; Available from: <http://www.uic.org/spip.php?article573>.
5. http://en.wikipedia.org/wiki/High-speed_rail_in_Europe. Março 2013.
6. <http://en.structurae.de/>. Março 2013.
7. <http://www.aecom.com/>. Março 2013.
8. <http://www.pacadar.es/>. Março 2013.
9. <http://www.eipsa.net>. Março 2013.
10. <http://www.greisch.com/>. Março 2013.
11. Figueiredo, H., *Dinâmica de Pontes Mistas Aço-Betão em Linhas de Alta Velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, 2007
12. <http://www.lap-consult.com/en/>. Março 2013.
13. <http://www.lusas.com/>. Março 2013.
14. Petrangeli, M., *The cable-stayed bridge over the Po river*, in *Workshop Bridges for highspeed railways2004*: FEUP.
15. <http://www.mpaingegneria.it/>. Março 2013.
16. Rodrigues, R.A.A., *Estudo económico de processos construtivos de tabuleiros betonados In Situ em pontes de pequeno e médio vão*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2012
17. Rocha, J.M.P.F., *Pré-fabricação de tabuleiros de viadutos para comboios de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2006
18. <http://www.trainweb.org/>. Março 2013.
19. Couto, A.B., Couto, J. P., *Os benefícios ambientais e a racionalização do efeito de aprendizagem na indústria da pré-fabricação*. 2007.
20. Fernandes, M.A.M., *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2010

21. Horas, C.C.S., *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2011
22. Meixedo, A.G., *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2012
23. Ribeiro, D.R.F., *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2004
24. EN1991-2, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on Bridges*, 2003, European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium.
25. EN1990-A2, *Eurocode 0: Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges*, 2010, European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium.
26. Pinto, J.R.C.M.L., *Dinâmica de pontes em viga caixão em linhas ferroviárias de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2007
27. ERRI D214/RP9, *Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report ERRI D 214/RP 9*, 2001, European Rail Research Institute: Utrecht, Netherlands.
28. Calçada, R.A.B., *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1995
29. Goicolea, J.M., *Efectos Dinámicos en Puentes de Ferrocarril. Repercusión sobre la Normativa y el Proyecto.*, 2006: Madrid 2006.
30. Figueiredo, H., Calçada, R. A. B., Delgado, R. M., *Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade*, in *Apointamentos de Dinâmica de Estruturas em Vias Férreas de Alta Velocidade* 2009, FEUP: Porto.
31. Communities, C.E., *Concerning the technical specification for interoperability relating to the rolling stock subsystem of the trans-European high-speed rail system referred to in Article 6(1) of Directive 96/48/EC*. Official Journal of the European Communities, 2002.
32. Fernandes, P.A.S., *Análises dinâmicas com interacção veículo-via-tabuleiro em pontes para ferrovias de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, UTAD, 2009
33. Baeßler, M., Zacher, M., *Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*, in *Dynamics of High-Speed Railway Bridges*. 2008, Taylor & Francis.
34. Fryba, L., *Dynamics of railway bridges*. 1996: Telford.

35. Delgado, R.M., Santos, S. M., *Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks*. Computers & Structures, 1997. 63(3): p. 511-523.
36. Chopra, A.K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. 1995: Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ.
37. Clough, R.W., Penzien, J., *Dynamics of structures*. Vol. 634. 1993: McGraw-Hill New York.
38. Barbero, J.D., *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, E.T.S.I. Roads, Canals and Ports (UPM), 2001
39. Hughes, T.J.R., *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. 2012: Courier Dover Publications.
40. Majka, M., Hartnett, M., *Effects of speed, load and damping on the dynamic response of railway bridges and vehicles*. Computers & Structures, 2008. 86(6): p. 556-572.
41. Song, M.-K., Noh, H.-C., Choi, C.-K., *A new three-dimensional finite element analysis model of high-speed train-bridge interactions*. Engineering Structures, 2003. 25(13): p. 1611-1626.
42. Ribeiro, D.R.F., *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias modelação numérica, calibração e validação experimental*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2012
43. Neves, S.G.M., *Análise dinâmica com interacção veículo-estrutura em vias de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, 2012
44. Neves, S.G.M., Azevedo, A. F. M., Calçada, R. A. B., *A direct method for analyzing the vertical vehicle-structure interaction*. Engineering Structures, 2012. 34: p. 414-420.
45. Montenegro, P.A., et al., *A nonlinear vehicle-structure interaction methodology with wheel-rail detachment and reattachment*, in *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* 12–14 June 2013, COMPDYN 2013: Kos Island, Greece.
46. Hughes, T.J.R., *The finite element method: Linear static and dynamic finite element analysis*. 2000, New York: Dover Publications.
47. Bathe, K.J., *Finite element procedures*. 1996, Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall.
48. Owen, D.R.J., Hinton, E., *Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice*. 1980, Swansea, UK: Pineridge Press Limited.
49. MATLAB®. 2011, Natick, MA: R2011b, The MathWorks Inc.
50. ANSYS®, ed. 2010 Academic Research, Release 13.0, ANSYS Inc.: Canonsburg, PA.
51. Manterola, J., Caminos, C. I., Puertos, C., *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. 2006: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

52. Malveiro, J., et al., *Updating and validation of the dynamic model of a railway viaduct with precast deck*. 2012.
53. Yang, Y.-B., Yau, J. D., Wu, Y. S. , *Vehicle-bridge interaction dynamics*. 2004: World Scientific.
54. Bonifácio, C.F.P., *Comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de pequeno vão para tráfego de alta velocidade*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2012
55. <http://www.tgv.co.uk/>. Março 2013.
56. <http://www.railteam.eu/en/high-speed-travel/high-speed-trains/tgv/>. Março 2013.
57. Lee, Y.-S., Kim, S.-H., *Structural analysis of 3D high-speed train-bridge interactions for simple train load models*. Vehicle System Dynamics, 2010. 48(2): p. 263-281.
58. Rocha, J.M.P.F., Henriques, A. A., Calçada, R. A. B., *Safety assessment of a short span railway bridge for high-speed traffic using simulation techniques*. Engineering structures, 2012. 40: p. 141-154.

ANEXO A1

A1.1. ANÁLISE DINÂMICA DOS MODELOS NUMÉRICOS GERADOS

Figuras referentes à comparação entre a análise 1 e 3 da secção 6.3:

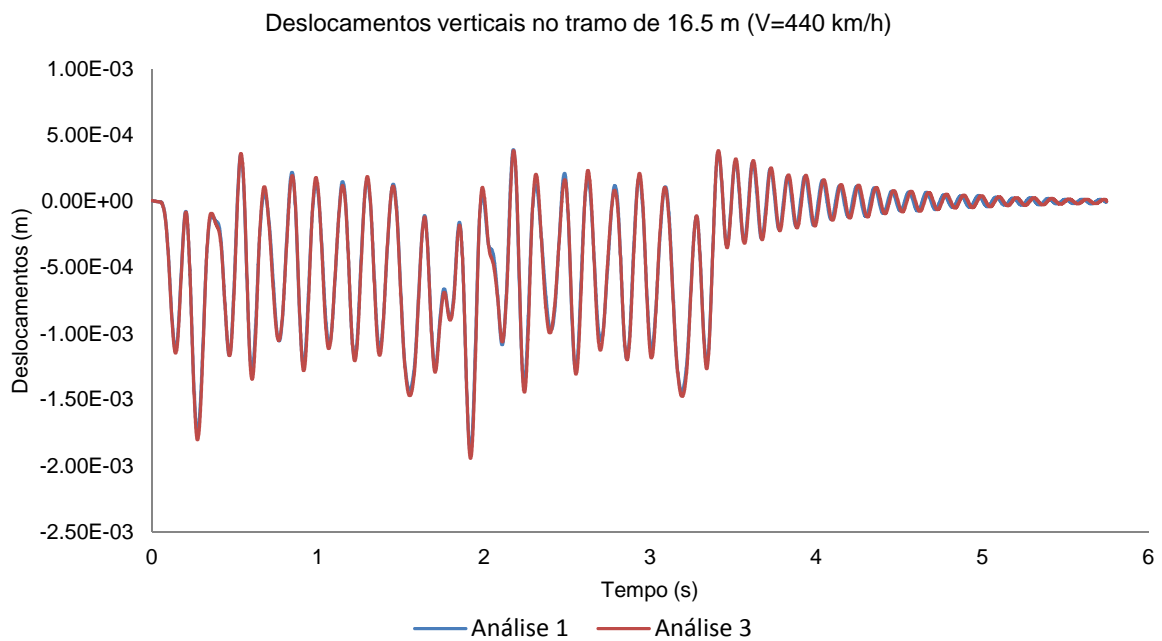


Figura A1.1 – Deslocamentos no tramo de 16.5 m obtidos pela análise 1 e análise 3

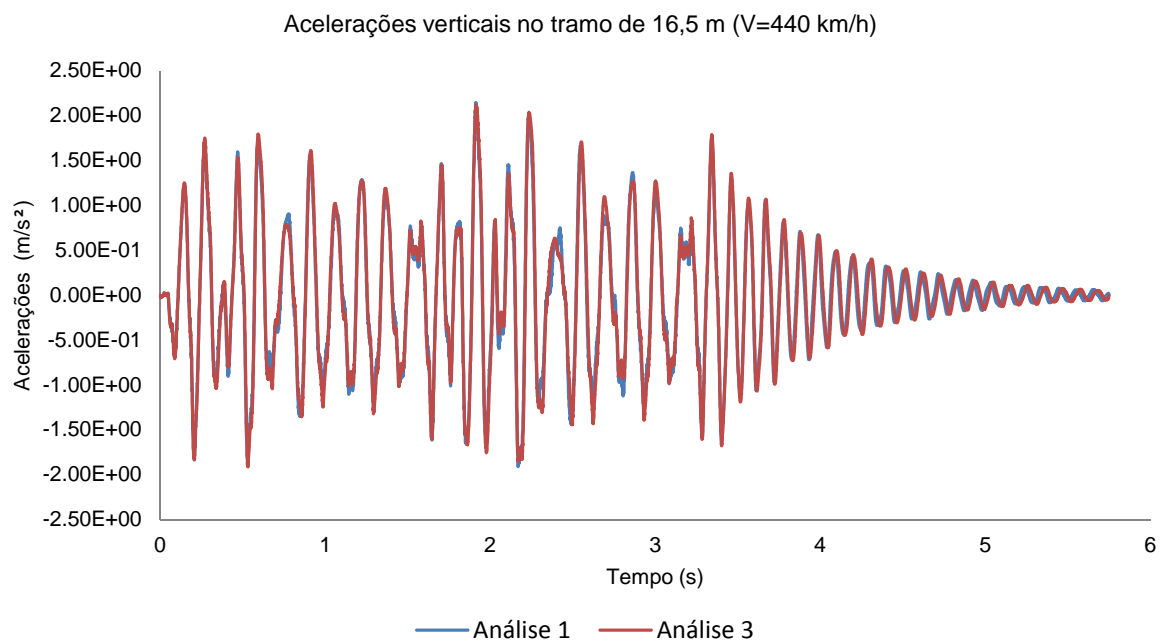


Figura A1.2 – Acelerações no tramo de 16,5 m obtidos pela análise 1 e análise 3

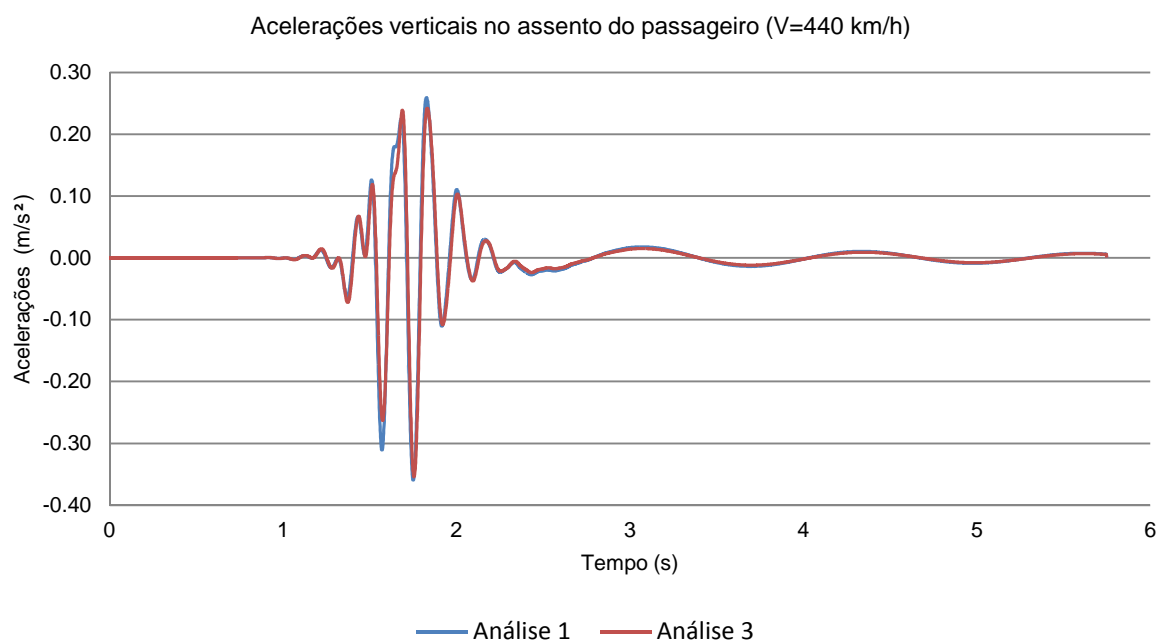


Figura A1.3 – Acelerações no assento do passageiro da Última Carruagem de Transição obtidos pela análise 1 e a análise 3

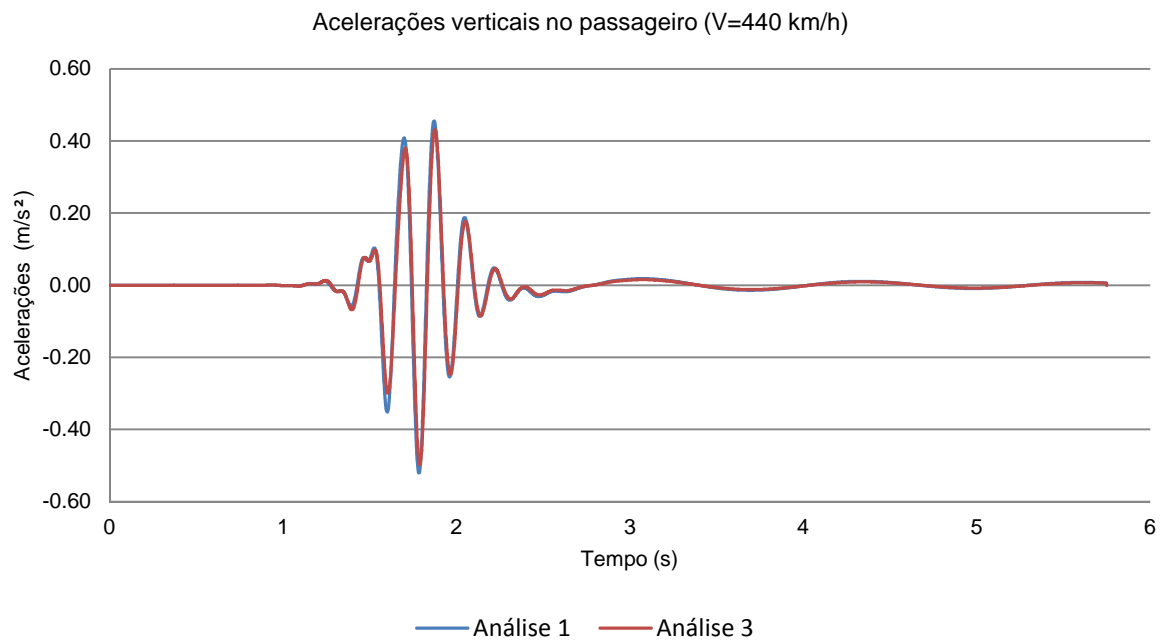


Figura A1.4 – Acelerações no passageiro da Última Carruagem de Transição obtidos pela análise 1 e a análise 3

A1.2. ANÁLISE DINÂMICA MODO A MODO

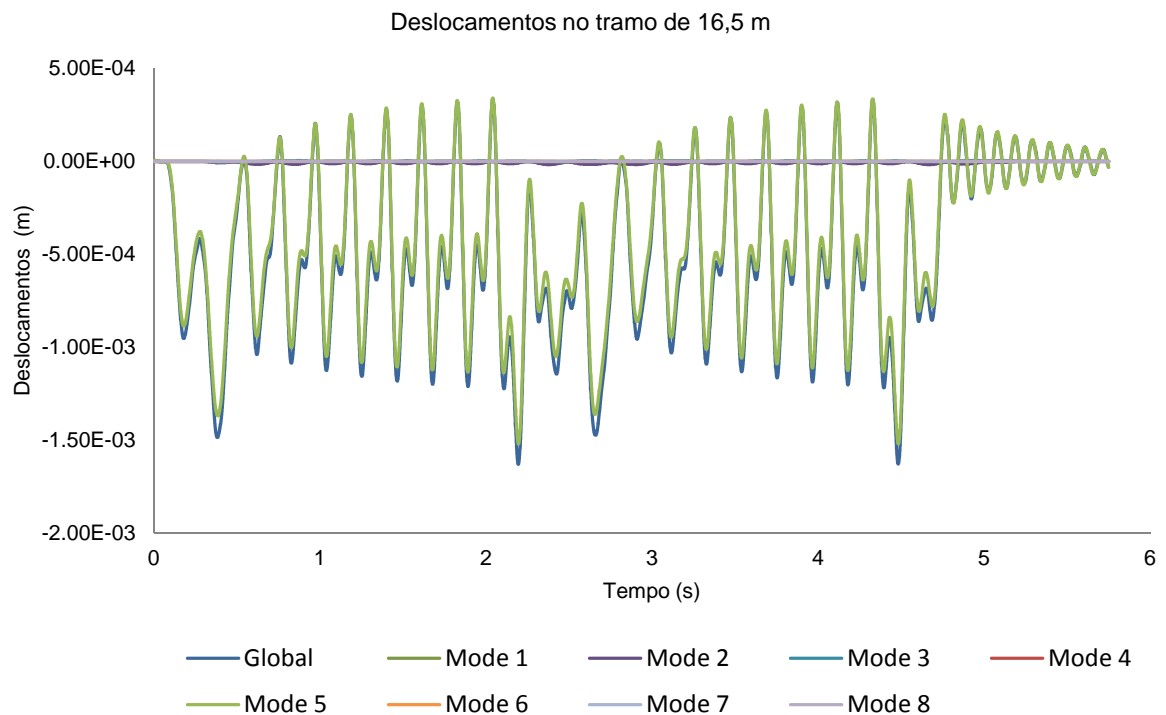


Figura A1.5 – Deslocamentos no tramo de 16,5 m para os 8 primeiros modos

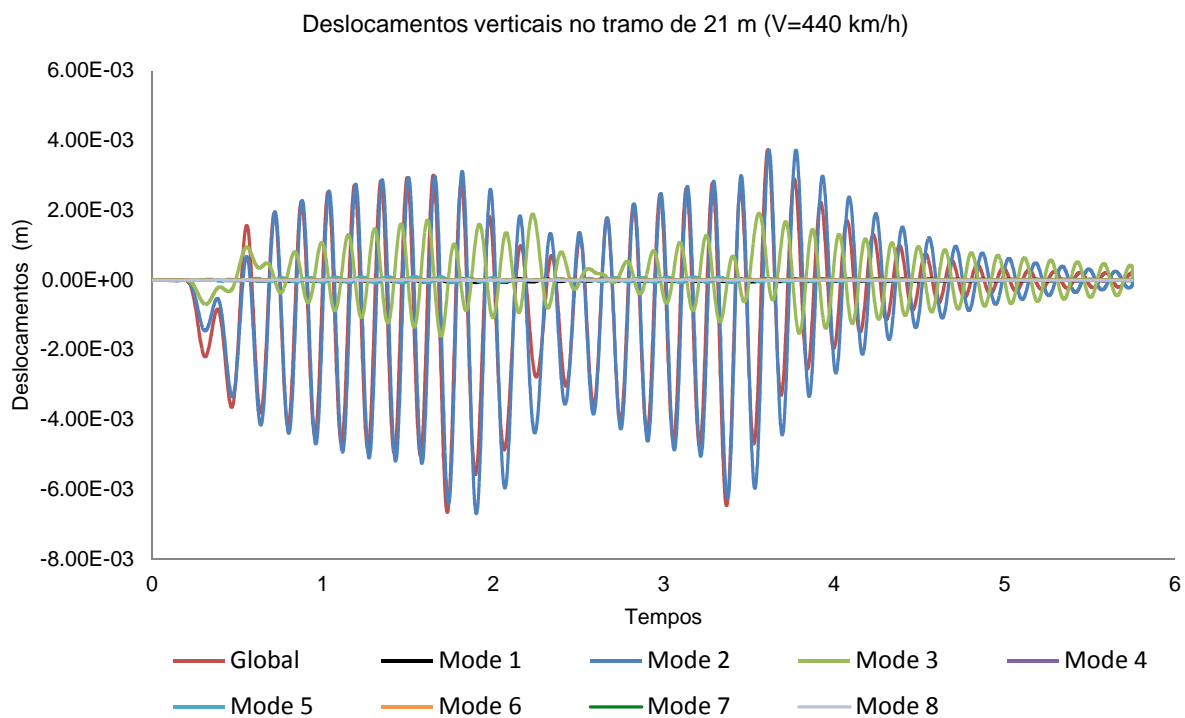


Figura A1.6 – Deslocamentos no tramo de 21 m para os 8 primeiros modos

A1.3. RESPOSTAS PARA AS CURVAS DE RAYLEIGH 1, 2 E 3

Resposta obtida para as três curvas

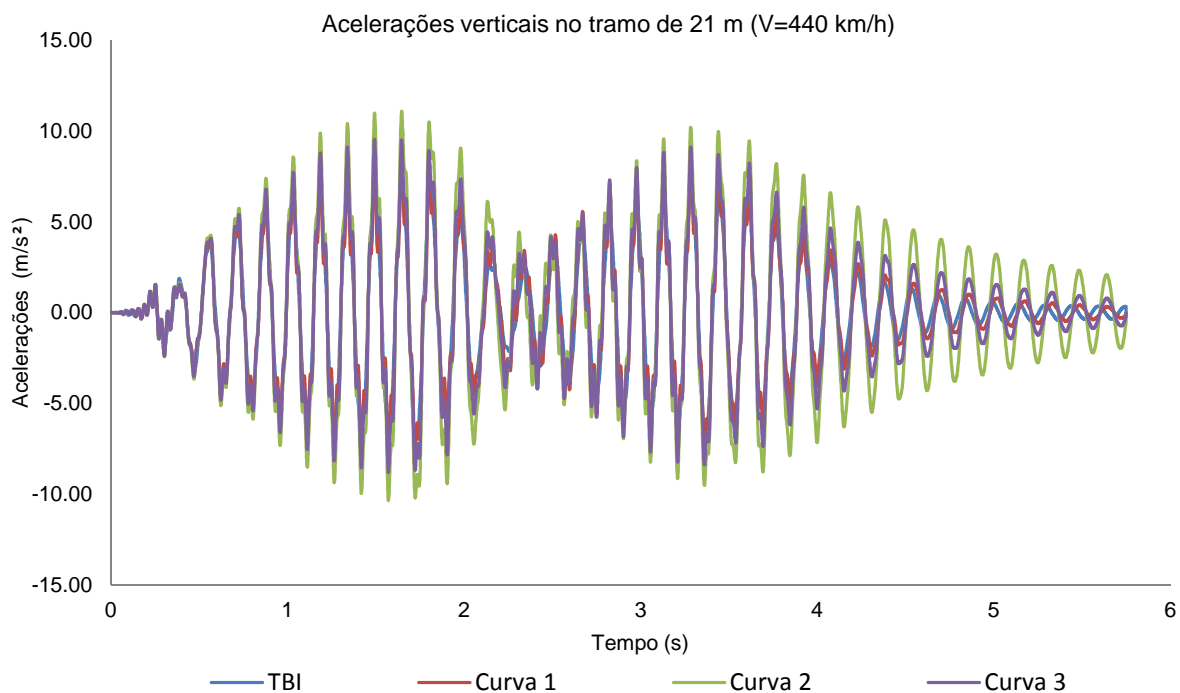


Figura A1.7 – Acelerações no tramo de 21 m para as curvas de Rayleigh 1,2 e 3